

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicado en
Manta, implementando la Metodología BIM

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Ormaza Giler Jordan Xavier

Tinoco Ruilova Yariel André

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2021

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a Dios por guiarme en cada paso de mi vida y a mis padres por siempre brindarme su apoyo incondicional para cumplir cada una de mis metas.

Yariel Tinoco Ruilova

Este trabajo se lo dedico a mis padres Marcelo y Mariana que siempre me han inculcado la disciplina y constancia y por haberme forjado como la persona que soy a actualmente. A Dios por bendecirme y guiarme por el camino correcto para llegar hasta donde estoy el día de hoy.

Jordan Ormaza Giler

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a:

A Dios por permitirme culminar esta etapa de mi vida y llenarme siempre de bendiciones.

A mis padres por brindarme su confianza y dedicación en cada momento de mi vida.

A la Escuela Politécnica del Litoral por contribuir en mi aprendizaje adquiriendo principalmente valores éticos y morales que son tan imprescindibles en la vida de un profesional.

A cada uno de los docentes que participaron a lo largo de mi formación académica.

A todos nuestros tutores que participaron en el desarrollo de este proyecto, porque sin sus consejos y recomendaciones no lo podríamos haber logrado.

Yariel Tinoco Ruilova

AGRADECIMIENTOS

En primera instancia agradezco infinitamente a Dios por brindarme salud, voluntad y sabiduría a lo largo de mi toda mi carrera.

A toda mi familia y amigos por creer en mí y nunca dejar de brindarme su apoyo en los momentos más difíciles de mi vida, por el amor recibido y la paciencia lo cual ha sido crucial para alcanzar mis metas propuestas.

A mis tutores y a la universidad en general que me han otorgado el privilegio de obtener todos los conocimientos mediante valiosas enseñanzas para mi formación profesional.

Finalmente agradezco a mi compañero Yariel por la motivación y constante esfuerzo; sin el cual no hubiera sido posible culminar este proyecto de manera exitosa.

Jordan Ormaza Giler

DECLARACIÓN EXPRESA

"Los derechos de titularidad y explotación, me(nos) corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Yariel André Tinoco Ruilova y Jordan Xavier Ormaza Giler damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual"

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Yariel Tinoco', written over a set of diagonal lines.

Yariel André Tinoco Ruilova

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Jordan Ormaza', written in a cursive style.

Jordan Xavier Ormaza Giler

EVALUADORES



Firmado electrónicamente por:
**LUIS DANILO
DAVILA**

.....
M.Sc. Luis Dávila Guamán

PROFESOR DE LA MATERIA



Firmado electrónicamente por:
**PEDRO PABLO
ROJAS CRUZ**

.....
Ph.D. Pedro Rojas Cruz

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

En la actualidad, Ecuador no cuenta con procesos de altos niveles en tecnología para el diseño y gestión de grandes o pequeños proyectos de obras civiles. La mayoría de estos procesos siguen los métodos tradicionales en donde priman las herramientas CAD. Por ello, es indispensable optar por metodologías más innovadoras y eficientes que conduzcan a obtener mejores resultados optimizando tiempo y recursos. En ese contexto, la metodología BIM (Building Information Modeling) juega un papel fundamental, al ser una metodología que desde su surgimiento ha revolucionado la industria de la construcción por las múltiples ventajas que ofrece. Para el presente proyecto se busca implementar la metodología BIM en el diseño estructural de una edificación de cuatro niveles ubicada en la ciudad de Manta, para la gestión y optimización de cada una de las fases definidas en el proyecto. A partir de las herramientas que brindan los softwares Revit y Etabs fue posible realizar el modelamiento tridimensional y el análisis estructural de la edificación, respectivamente. Y conforme los resultados del análisis de la estructura, se diseñó cada uno de sus elementos siguiendo los requerimientos de las normativas vigentes. Finalmente, mediante la aplicación del programa Navisworks, se logró integrar y coordinar cada una de las disciplinas consideradas para éste proyecto, tales como instalaciones hidrosanitarias y mecánicas, arquitectura y estructura. Esto permitió la detección de interferencias entre dichas disciplinas y así evitar errores que se presentarían durante la ejecución del proyecto. Adicionalmente, se gestionó la planificación y los costos gracias a la simulación visual del levantamiento constructivo del edificio, cuyos resultados demostraron lo eficiente que es la aplicación de la modalidad BIM para el diseño y análisis de cualquier tipo de estructura.

Palabras clave: metodología BIM, diseño, estructura, gestión.

ABSTRACT

Currently, Ecuador does not have high-level technology processes for the design and management of large or small civil works projects. Most of these processes follow traditional methods where CAD tools prevail. Therefore, it is essential to opt for more innovative and efficient methodologies that lead to better results optimizing time and resources. In this context, the BIM (Building Information Modeling) methodology plays a fundamental role, being a methodology that since its inception has revolutionized the construction industry due to the many advantages it offers. For this project, the aim is to implement the BIM methodology in the structural design of a four-level building located in the city of Manta, for the management and optimization of each of the phases defined in the project. Using the tools provided by Revit and Etabs software, it was possible to perform three-dimensional modeling and structural analysis of the building, respectively. And according to the results of the analysis of the structure, each of its elements was designed following the requirements of current regulations. Finally, through the application of the Navisworks program, it was possible to integrate and coordinate each of the disciplines considered for this project, such as hydrosanitary and mechanical installations, architecture and structure. This allowed the detection of interferences between these disciplines and thus avoid errors that would appear during the execution of the project. Additionally, planning and costs were managed thanks to the visual simulation of the building's construction survey, the results of which demonstrated how efficient the application of the BIM modality is for the design and analysis of any type of structure.

Key words: BIM methodology, design, structure, management.

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES	6
RESUMEN	I
ABSTRACT	II
ABREVIATURAS	VIII
SIMBOLOGÍAS	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	XIV
ÍNDICE DE TABLAS	XIX
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Localización	2
1.3 Información Básica	3
1.3.1 Estudio del Suelo	6
1.4 Objetivos: general y específicos	9
1.4.1 Objetivo general	9
1.4.2 Objetivos específicos	9
1.5 JUSTIFICACIÓN	10
CAPÍTULO 2	11
2. DESARROLLO DEL PROYECTO	11
2.1 Peligro sísmico en Ecuador	11
2.2 Filosofía del Diseño Sismorresistente	13
2.2.2 Diseño Basado en Fuerzas (DBF)	19
2.3 BIM	24
2.3.1 Definición del BIM	24
2.3.2 Dimensiones BIM en el proyecto	25
2.3.3 Interoperabilidad BIM	26

2.4	Metodología.....	27
2.5	Análisis y evaluación preliminar de alternativas	31
2.5.1	Planteamiento de Alternativas	31
2.5.2	Alternativa 1: Pórticos resistentes a momento hormigón armado.....	31
2.5.3	Alternativa 2: Pórticos resistentes a momento acero estructural ..	36
2.6	Análisis de alternativas	40
2.6.1	Parámetros de comparación.....	41
2.7	Selección de la alternativa para diseño	45
CAPÍTULO 3		46
3.	DISEÑO DE ALTERNATIVA MÁS ÓPTIMA	46
3.1	Modelamiento estructural	46
3.1.1	Definición de materiales y elementos estructurales.....	46
3.1.2	Asignación de cargas gravitacionales	49
3.1.3	Definición de inercias agrietadas.....	51
3.1.4	Asignación de diafragmas.	52
3.1.5	Definición de brazos rígidos.	52
3.2	Análisis Sísmico de Fuerzas Equivalentes	53
3.2.1	Factor de importancia	53
3.2.2	Factor de reducción de resistencia sísmica.....	53
3.2.3	Coeficientes de irregularidades	54
3.2.4	Pseudo-aceleración espectral	54
3.2.5	Peso sísmico	55
3.2.6	Cortante Basal.....	56
3.3	Análisis Modal-Espectral	57
3.4	Verificación de irregularidades	60
3.5	Verificación los efectos P-delta.....	61
3.6	Control de derivas.....	62

3.7	Diseño de losa.....	65
3.7.1	Cálculo del acero superior.....	65
3.7.2	Cálculo del acero inferior.....	69
3.7.3	Detalle estructural de la losa.....	70
3.8	Diseño de viga.....	70
3.8.1	Requisitos del refuerzo longitudinal.....	71
3.8.2	Diseño por flexión.....	72
3.8.3	Diseño por Cortante.....	75
3.8.4	Longitud de desarrollo y de traslapes.....	79
3.8.5	Detalle estructural de viga.....	80
3.9	Diseño de columnas.....	81
3.9.1	Diseño por flexocompresión.....	82
3.9.2	Diseño por confinamiento.....	84
3.9.3	Diseño por corte.....	90
3.9.4	Detalle estructural de la columna.....	93
3.10	Criterio Columna Fuerte-Viga Débil.....	94
3.11	Diseño de la cimentación.....	97
3.11.1	Elección del tipo de cimentación.....	97
3.11.2	Predimensionamiento de la zapata.....	98
3.11.3	Diseño a flexión de la viga.....	101
3.11.4	Diseño a cortante de la viga.....	103
3.11.5	Diseño de la zapata.....	105
3.11.6	Detalle estructural.....	106
CAPÍTULO 4.....		107
4.	ANÁLISIS DEL CICLO DE VIDA.....	107
4.1	Objetivos.....	107
4.1.1	Objetivo General.....	107

4.1.2	Objetivos Específicos	107
4.2	Antecedentes.....	107
4.3	Metodología.....	108
4.4	Descripción del Hormigón.....	108
4.4.1	Materia prima.....	108
4.4.2	Consumo de agua	109
4.4.3	Energía	109
4.4.4	Atmósfera	110
4.5	Descripción del Acero.....	110
4.5.1	Materia prima.....	110
4.5.2	Consumo de Agua.....	111
4.5.3	Energía.....	111
4.5.4	Atmósfera	112
4.6	Identificación y evaluación de impactos ambientales	112
4.6.1	Hormigón.....	112
4.6.2	Acero	115
4.7	Medidas de mitigación del impacto ambiental	120
4.7.1	Hormigón.....	121
4.7.2	Acero	122
4.8	Conclusiones	124
4.9	Recomendaciones.....	124
CAPÍTULO 5.....		125
5.	GESTIÓN DE OBRA Y ESTIMACIÓN DE PRESUPUESTO	125
5.1	Introducción	125
5.2	Descripción de Rubros y APUs.....	126
5.2.1	Rubros.....	126
5.2.2	Análisis de Precios Unitarios	127

5.2.3	Cantidades de Obra y Presupuesto.....	129
5.3	Cronograma valorado	132
5.4	Cronograma de actividades y plazo del proyecto	132
5.5	Recorrido e inspección virtual del modelo único 3D	133
5.5.1	Recorrido en tiempo real	133
5.5.2	Inspección con Clash Detection para anticipar interferencias.....	136
5.6	Simulación BIM 4D y 5D.....	136
CAPÍTULO 6		138
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
6.1	Conclusiones	138
6.2	Recomendaciones	140
7.	REFERENCIAS	141
ANEXO A.....		144
Flujograma de actividades		144
ANEXO B.....		146
Cronograma de plan de actividades.....		146
ANEXO C.....		148
Rubros		148
ANEXO D.....		164
Cronograma valorado		164
ANEXO E		171
Especificaciones técnicas		171
ANEXO F		180
Planos.....		180

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
BIM	Building Information Modeling
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
ACI	American Concrete Institute
APUS	Análisis de Precios Unitarios

SIMBOLOGÍAS

m^2	Metros cuadrados
mm^2	Milímetros cuadrados
cm^2	Centímetros cuadrados
Km	Kilómetros
Ton	Toneladas
Kg	Kilogramos
Kg/cm^2	Kilogramos por centímetro cuadrado
Kg/m^2	Kilogramos por metro cuadrado
Ton·m	Toneladas por metro
A_g	Área de la sección transversal
A_s	Área del acero de refuerzo a flexión
$A_{s\ min}$	Área mínima del acero de refuerzo a flexión
$A_{s\ temp}$	Área del acero de refuerzo por retracción y temperatura
A_{sh}	Área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en columnas
A_v	Área del acero de refuerzo transversal
A_{ϕ}	Área transversal de la varilla derefuerzo

b	Ancho de la sección transversal
B	Ancho de la zapata
b_w	Ancho de la sección transversal del alma de la viga
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo
d	Peralte efectivo medido desde la fibra exterior a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción
I	Coefficiente de importancia
S_a	Aceleración espectral
R	Coefficiente de reducción sísmico
W	Peso sísmico de la estructura
ϕ_P	Coefficiente de irregularidad en planta
ϕ_E	Coefficiente de irregularidad en elevación
C_t	Coefficiente según el tipo de edificio
h_n	Altura máxima del edificio de n pisos
T_a	Período fundamental de vibración
V_{din}	Cortante basal dinámico

V_{est}	Cortante basal estático
Q_i	Índice de estabilidad del piso i
P_i	Fuerza axial de servicio en el piso i
P_u	Fuerza axial última
V_i	Cortante sísmico del piso i
h_i	Altura del piso i
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso
$f_{P-\Delta}$	Factor de mayoración por efectos P-Delta
Δ_{MAX}	Deriva máxima inelástica por la NEC-2015
$\Delta_{elástica}$	Deriva de piso elástica
$\Delta_{inelástica}$	Deriva de piso inelástica
C	Coeficientes de momentos
w_u	Carga última sobre losa
S	Lado menor del vano de losa
m	Coeficiente que relaciona el lado menor con el lado mayor del vano de losa
M_n	Resistencia nominal a flexión
M_u	Momento último
M_{pr}	Momento máximo probable
V_p	Cortante por capacidad

V_g	Cortante por cargas gravitacionales
V_e	Cortante máximo esperado
V_u	Cortante último
V_{ud}	Cortante último en vigas medido a una distancia "d" de la cara exterior del apoyo.
V_c	Resistencia al cortante del concreto
V_s	Resistencia al cortante del acero transversal
$V_{s\ max}$	Límite máximo de la resistencia al cortante del acero
ρ_{min}	Cuantía mínima del refuerzo longitudinal
ρ_{max}	Cuantía máxima del refuerzo longitudinal
ρ	Cuantía del refuerzo longitudinal
s	Separación del refuerzo transversal
l_{dh}	Longitud de desarrollo
L_u	Longitud libre de la columna
L_o	Longitud de confinamiento en la columna
DF	Factor de distribución de momentos para columnas
q_{adm}	Capacidad admisible del suelo

σ_u	Esfuerzo último de contacto
t	Espesor de la zapata
h	Altura de la sección transversal
n	Relación de amplificación espectral
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto
F_d	Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca
F_s	Coeficiente de amplificación de suelo que considera el comportamiento no lineal de los suelos
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones
T_o	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones
Z	Factor de Zona

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Vista Satelital del área donde se ejecutaría el edificio	2
Figura 1.2 Vista Frontal del sitio proyectado para el Edificio.	3
Figura 1.3 Vista en alzado del Pórtico referente al anteproyecto.....	4
Figura 1.4 Perspectiva 1 Render del Edificio	5
Figura 1.5 Perspectiva Render del Edificio.....	6
Figura 1.6 Esquema de los valores de capacidad admisible obtenidos de las perforaciones en suelo.	7
Figura 1.7 Estudio de suelo edificio compañía Txopituna Ecuador CIA. LTDA. Del Cantón Manta	7
Figura 1.8 Puntos estratégicos del terreno donde se ejecutaron las perforaciones....	8
Figura 2.1 Terremoto de magnitud 7,8 que tuvo lugar en Muisne, Ecuador 2016	12
Figura 2.2 Daños relacionados con los parámetros de demanda sísmica.....	13
Figura 2.3 Mapa de los valores de Z que depende de la zona sísmica.	14
Figura 2.4 Esquema de la amplificación espectral según la región del Ecuador	16
Figura 2.5 Distribución de las fuerzas sísmicas.....	21
Figura 2.6 Método para análisis sismo-dinámicos.	22
Figura 2.7 Espectro de respuesta Inelástico.....	23
Figura 2.8 Esquema sobre ajuste de cortante basal según la configuración de la estructura.....	24
Figura 2.9 BIM y sus dimensiones.....	26
Figura 2.10 Interoperabilidad BIM.....	27
Figura 2.11 Fases generales del proyecto.....	28
Figura 2.12 Procesos de la Fase I	29

Figura 2.13 Procesos de la fase II	29
Figura 2.14 Procesos de la fase III.	30
Figura 2.15 Estructuración de la alternativa 1.....	31
Figura 2.16 Dimensiones de la sección transversal de la losa aligerada.....	33
Figura 2.17 Estructuración de la alternativa 2.....	36
Figura 2.18 Sección Placa Colaborante	38
Figura 2.19 Sección de viga principal de acero en el sentido X.....	38
Figura 2.20 Sección de viga principal de acero en el sentido Y.....	39
Figura 2.21 Sección de viga secundaria de acero	39
Figura 2.22 Sección de columna metálica	40
Figura 2.23 Ruta del área de proyecto hasta DIPAC de Manta.....	42
Figura 2.24 Comparación entre la lejanía de DIPAC respecto a la cercanía de las tiendas DISENSA hasta el área del proyecto	43
Figura 3.1 Definición de materiales en Revit.	46
Figura 3.2 Definición de las propiedades de una columna en Revit.	47
Figura 3.3 Definición de las propiedades de una viga en Revit.	47
Figura 3.4 Definición los nervios de la losa aligerada en Revit.....	48
Figura 3.5 Definición de la capa de compresión de la losa aligerada en Revit.....	48
Figura 3.6 Interoperabilidad entre Revit y Etabs.....	49
Figura 3.7. Definición de las cargas gravitacionales para el 1er, 2do y 3er piso.....	50
Figura 3.8. Definición de las cargas gravitacionales para el 4to piso.....	50
Figura 3.9 Definición de inercias agrietadas para columnas en Etabs.	51
Figura 3.10 Definición de inercias agrietadas para vigas en Etabs.....	51
Figura 3.11 Definición del diafragma rígido en Etabs.	52
Figura 3.12 Definición de brazos rígidos en Etabs.....	53

Figura 3.13 Espectro de respuesta elástico e inelástico de aceleraciones.	55
Figura 3.14. Definición del caso modal en Etabs.	57
Figura 3.15. Definición de la fuerza sísmica en dirección del eje X	58
Figura 3.16. Definición de la fuerza sísmica en dirección del eje Y	59
Figura 3.17 Derivas elásticas para el sismo en dirección del eje X	63
Figura 3.18 Derivas elásticas para el sismo en dirección del eje Y	64
Figura 3.19 Valores del coeficiente m para cada vano de losa	66
Figura 3.20 Valores del coeficiente C para cada vano de losa	67
Figura 3.21. Momentos últimos para cada vano de losa	68
Figura 3.22. Sección transversal de losa aligerada	70
Figura 3.23. Viga seleccionada para diseño	70
Figura 3.24 Requisitos del refuerzo longitudinal en vigas.	72
Figura 3.25 Definición de la envolvente para vigas en Etabs.	72
Figura 3.26 Diagrama de momentos de la envolvent.	73
Figura 3.27 Cortante máximo esperado para vigas para el sismo hacia la derecha.	75
Figura 3.28 Cortante máximo esperado para vigas para el sismo hacia la izquierda.	75
Figura 3.29 Detalle de la longitud de desarrollo.	80
Figura 3.30 Vista longitudinal de la viga	80
Figura 3.31 Secciones transversales de la viga.	81
Figura 3.32 Columna seleccionada para el diseño	81
Figura 3.33 Armado longitudinal de la columna.	82
Figura 3.34 Diagrama de interacción en el sentido X	84
Figura 3.35 Diagrama de interacción en el sentido Y	84

Figura 3.36 Disposición del refuerzo transversal en columnas.....	85
Figura 3.37 Refuerzo transversal por confinamiento en columnas.	87
Figura 3.38 Cortante de diseño para columnas.....	90
Figura 3.39. Sección transversal de la columna	93
Figura 3.40. Corte longitudinal de la columna.....	94
Figura 3.41 Análisis de los momentos flectores para el criterio CF-VD.	95
Figura 3.42 Diagrama de interacción nominal de la columna	96
Figura 3.43 Áreas del refuerzo longitudinal en las vigas del nodo.....	96
Figura 3.44 Cargas actuantes sobre la zapata	98
Figura 3.45 Sección crítica para el cortante.....	99
Figura 3.46 Esquema analítico de la zapata.....	101
Figura 3.47 Diagrama de momentos en la viga	102
Figura 3.48 Detalle del refuerzo longitudinal en la zapata	105
Figura 3.49 Sección transversal de la zapata	106
Figura 4.1 Las canteras de piedra caliza como fuente de contaminación del aire.	109
Figura 4.2. Extracción de los minerales de hierro generando modificaciones geológicas y de partículas en suspensión	111
Figura 4.3. Esquema del ciclo de vida para el Hormigón.....	114
Figura 4.4. Esquema del ciclo de vida para el Acero.....	117
Figura 4.5 Barras de comparación cuantitativa de las emisiones entre Hormigón y Acero	118
Figura 4.6. Barras de comparación cuantitativa del consumo energético entre Hormigón y Acero.....	119

Figura 4.7. Barras de comparación cuantitativa del consumo de agua entre Hormigón y Acero	120
Figura 5.1 Rubro de Replanteo y Nivelación	128
Figura 5.2 Creación de la tabla de planificación del acero de refuerzo.....	129
Figura 5.3 Asignación de parámetros para la tabla de planificación	130
Figura 5.4 Creación de parámetros para la tabla de planificación	130
Figura 5.5 Asignación del peso lineal.	131
Figura 5.6 Realización de los cálculos totales.	131
Figura 5.7 Presupuesto referencial del Edificio.....	132
Figura 5.8 Cronograma de actividades planificadas en periodos semanales.	133
Figura 5.9 Supervisión panorámica del Proyecto modelado en Navisworks.....	134
Figura 5.10 Supervisión de las instalaciones distribuidas en el interior del techo...	135
Figura 5.11 Supervisión de los niveles del Proyecto modelado en Navisworks.....	135
Figura 5.12 Fases de ajustes de fallas en el diseño	136
Figura 5.13 Programación de tareas con fechas y costes correspondientes en Navisworks "Simulación 4D y 5D".	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Valores de parámetros y recomendaciones base a las perforaciones.....	8
Tabla 2.1 Niveles de amenaza sísmica	13
Tabla 2.2 Zonas sísmicas para determinación del factor Z.....	15
Tabla 2.3 Parámetro Fa en función del tipo de suelo y zona sísmica	15
Tabla 2.4 Factores para el cálculo del período fundamental.....	17
Tabla 2.5 Parámetro I que depende del uso que se le dará a la estructura.....	17
Tabla 2.6 Coeficiente de reducción R según Sistema Estructural	18
Tabla 2.7 Configuración de irregularidad en planta	19
Tabla 2.8 Configuración de irregularidad en planta Elevación.....	19
Tabla 2.9 Términos para la determinación del Cortante Basal	20
Tabla 2.10 Factores que determinarán las fuerzas laterales	21
Tabla 2.11 Carga muerta 1er, 2do y 3er piso	32
Tabla 2.12 Carga muerta 4to piso.	32
Tabla 2.13 Cargas vivas según la NEC asignadas para cada planta	33
Tabla 2.14 Sección de vigas para los pisos del edificio	34
Tabla 2.15 Sección de columnas para los pisos del edificio	35
Tabla 2.16 Carga muerta 1er, 2do y 3er piso.	37
Tabla 2.17 Carga muerta 4to piso	37
Tabla 2.18 Tabulación de los resultados favorables y desfavorables de cada alternativa	45
Tabla 3.1 Coeficiente Z y coeficientes del perfil de suelo.	54
Tabla 3.2 Parámetros para la obtención del espectro de aceleraciones.....	54
Tabla 3.3 Período y aceleración espectral.....	55

Tabla 3.4 Cuantificación del peso sísmico.....	56
Tabla 3.5 Períodos y masas participativas.	58
Tabla 3.6. Fuerzas sismo- dinámicas.	59
Tabla 3.7. Verificación de la irregularidad torsional en el sentido X.....	60
Tabla 3.8. Verificación de la irregularidad torsional en el sentido Y.....	61
Tabla 3.9 Análisis de efecto P-Delta en dirección al eje X.....	62
Tabla 3.10.Análisis de efecto P-Delta en dirección al eje Y.....	62
Tabla 3.11 Deriva máxima según la NEC-2015.....	63
Tabla 3.12 Control de derivas en la dirección del eje X.....	64
Tabla 3.13 Control de derivas en la dirección del eje Y.....	64
Tabla 3.14 Tipo de casos para las condiciones de bordes en losas.....	65
Tabla 3.15 Coeficiente C para momentos negativos.	66
Tabla 3.16. Coeficiente C para momentos positivos.....	69
Tabla 3.17 Cálculo del refuerzo longitudinal para el tramo 1-2.....	74
Tabla 3.18 Cálculo del refuerzo longitudinal para el tramo 3-4.....	74
Tabla 3.19 Cálculo del cortante máximo esperado para el tramo 1-2.....	76
Tabla 3.20 Cálculo de cortante máximo esperado para el tramo 3-4.....	77
Tabla 3.21 Verificación de la contribución del concreto en el cortante tramo 1-2.	77
Tabla 3.22 Verificación de la contribución del concreto en el cortante tramo 3-4.	77
Tabla 3.23 Cálculo de la resistencia a corte del acero.....	78
Tabla 3.24 Cálculos para la separación del refuerzo transversal.....	79
Tabla 3.25 Fuerzas axiales y momentos de las combinaciones de carga para la columna.....	82
Tabla 3.26 Puntos del diagrama de interacción en el sentido X.....	83
Tabla 3.27 Puntos del diagrama de interacción en el sentido Y.....	83

Tabla 3.28 Rigidez de las columnas que conectan en los nodos superiores e inferiores.....	91
Tabla 3.29 Cálculo del refuerzo longitudinal	103
Tabla 4.1 Matriz de identificación de impactos para el Hormigón.....	112
Tabla 4.2. Matriz de identificación de impactos para el Acero	115
Tabla 4.3. Soluciones y resultados para mitigar los impactos ambientales del Hormigón	121
Tabla 4.4. Soluciones y resultados para mitigar los impactos ambientales del Acero	122

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La metodología BIM se ha caracterizado en los últimos años como uno de los recursos de diseño y construcción más reconocidos y versátiles al momento dar respuesta aún sin número de necesidades y deficiencias en grandes proyectos dentro de la industria de la construcción con el fin de superar las limitaciones técnicas presentadas en el desarrollo de obras civiles industriales o de gran magnitud, y resulta bastante oportuna la idea de implementarla para este caso, y alcanzar las expectativas requeridas por el cliente (Gonzales, 2015).

En el país es poco utilizada la modalidad BIM, según el especialista Héctor Santacruz (2018), afirma, "En Ecuador no existe un estándar de implementación BIM, aunque desde mi punto de vista en eso radica la belleza del BIM, el poder implementarlo a medida de las necesidades del proyecto y de la misma empresa".

De hecho, Ecuador está entre los países latinos más rezagados en emplear la modalidad BIM; Manuel Salazar (2017) menciona que, "Durante mucho tiempo en Latinoamérica, los miembros y equipos técnicos que forman parte de la creación y planificación de una obra ingenieril, han manejado las bases de datos (puntos o valores topográficos), y toda información técnica de un proyecto mediante planimetría en únicamente dos dimensiones"; todo aquello limita la visualización o mejor enfoque de los fallos y posible comportamiento de la estructura ante las solicitaciones por gravedad, viento, lluvia, sismos, entre otros, y su desempeño frente a las mismas.

En relación con la problemática expuesta, anteriormente el proceso de planificación de este edificio se lo diseñó con herramientas CAD y sin una gestión de calidad como la que puede brindar una metodología BIM, la cual cuenta con una interoperabilidad entre distintos softwares para el intercambio de datos y la integración de todas las disciplinas que intervienen en el diseño de un proyecto estructural.

Esta modalidad de diseño permite coordinar la base de datos e información técnica para proyectarlas en un modelamiento en 3D y de esa manera observar con mayor detalle el comportamiento e interacción entre los elementos estructurales u objetos diseñados por las diferentes disciplinas que se integraron en este proyecto para volver posible su ejecución (Paguay & Reyes, 2020).

1.2 Localización

El edificio Dionisio Chopitea Ubicada en la Calle Publica entre Av.2 y Av3. Diagonal al banco del Pacífico del Cantón Manta, Provincia de Manabí, cuyas coordenadas son las siguientes:

Coordenadas UTM

Latitud: 0.945416

Longitud: 80.723972

Para una mejor comprensión de la localización del terreno donde se situará el edificio puede observarse la Figura 1.1 y la Figura 1.2.

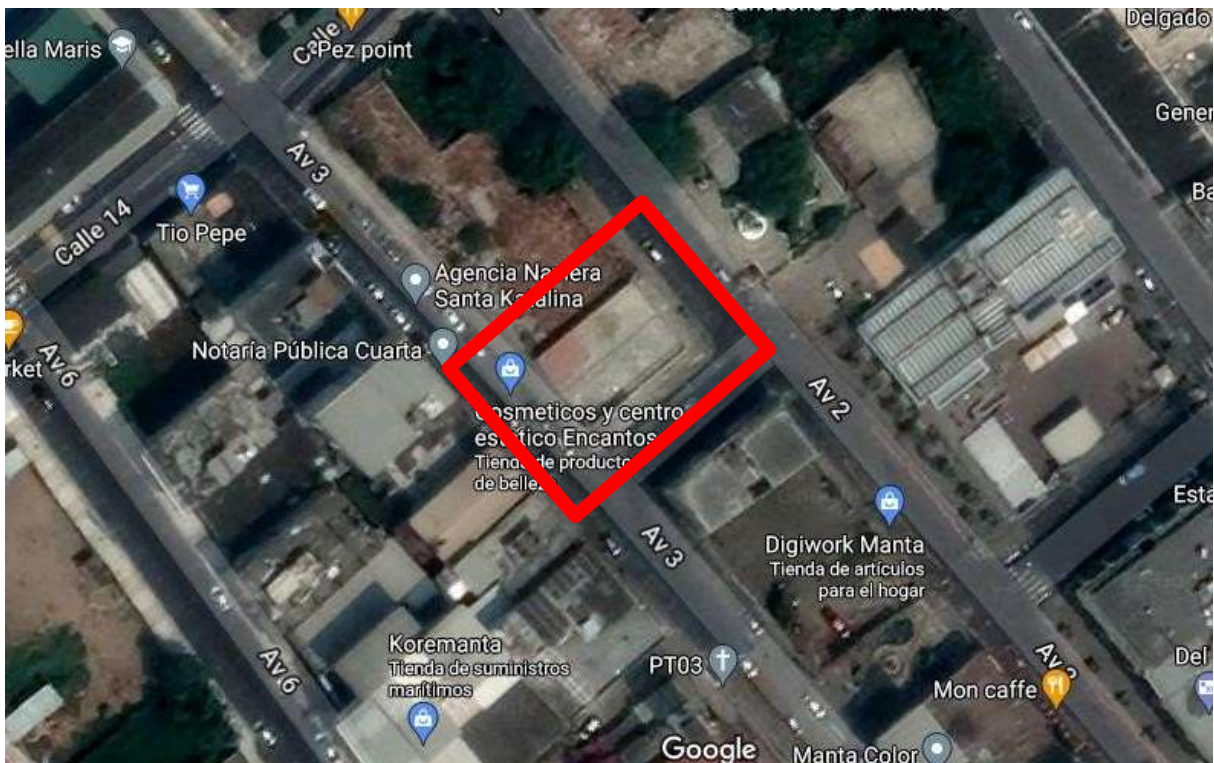


Figura 1.1 Vista Satelital del área donde se ejecutaría el edificio.
[Fuente: Google Maps, 2021]



Figura 1.2 Vista Frontal del sitio proyectado para el Edificio.
[Fuente: Google Maps, 2021]

1.3 Información Básica

El presente proyecto trata del rediseño para el edificio Dionisio Chopitea el cual empezó a ser diseñado y gestionado en el 2020, cuya área del terreno es de 406,44 m² localizado en una de las zonas más altas de Manta. Los dueños de este proyecto manejan una empresa atunera dónde administran los barcos que arriban en su puerto, y cuyas oficinas se situaban cerca de ésta área, pero tras el terremoto del 2016 éstas se derrumbaron, lo cual les forzó a trasladarse a un terreno en dónde residen sus oficinas actualmente cerca del sector Montecristi, esto implica que deben desplazarse aproximadamente 15 km desde su localidad administrativa hasta el puerto, y tal logística hasta su área de trabajo trae consigo gastos importantes en transportación de los miembros como el gerente, por lo que el sitio de sus despachos se encuentra en una pequeña lotización bastante alejada de una vía principal dónde pueden acceder al transporte público.

El anteproyecto consiste en un edificio con 7 niveles compuesto por elementos estructurales metálicos, con un sótano, dando lugar al encarecimiento considerable para la elaboración de la estructura planificada en ese periodo. La Figura 1.3 muestra la vista en alzado del Pórtico referente al anteproyecto.

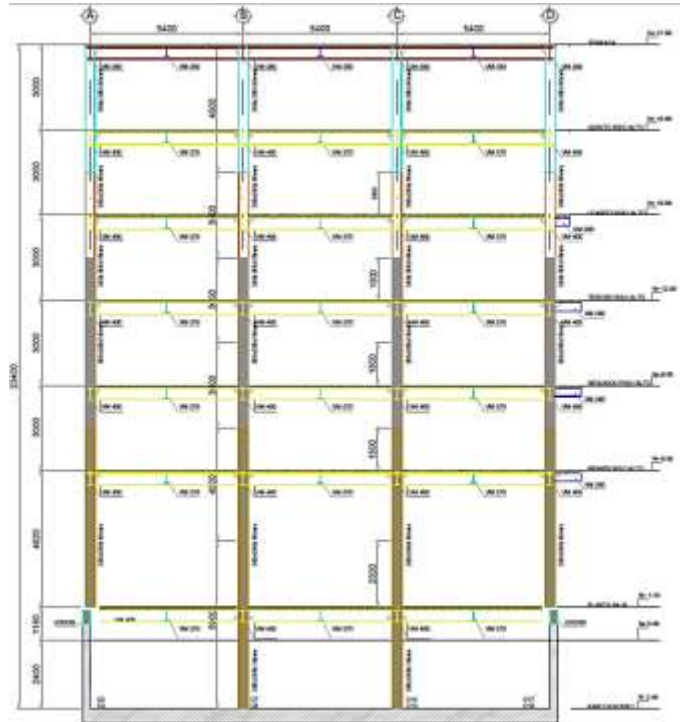


Figura 1.3 Vista en alzado del Pórtico referente al anteproyecto.
[Fuente: Adquirida del Diseñador]

Luego, los clientes optaron por un rediseño del edificio de solamente 4 plantas y sin el sótano, con el fin de economizar su construcción y optimizar su rentabilidad, por lo que, se planificó que su ocupación sea para oficinas, locales comerciales y departamentos. Sin embargo, la inoportuna llegada del COVID-19 provocó una inevitable postergación a largo plazo, de modo que, no se pudo continuar con la planificación y replanteo de su diseño estructural, ni proceder con la construcción del mismo.

Por lo antes expuesto, se planificó el nuevo diseño en base a las necesidades del cliente, a cada nivel del edificio se le atribuyó una ocupación. En la planta baja del edificio dispondrían de espacios para locales comerciales, donde, se trataría de manejar el mayor espacio posible como una planta libre para cualquier tipo de disposición comercial, ya que, en esta zona de la ciudad de mandar existe bastante movimiento comercial y esto traería favorables ingresos financieros a los dueños de la empresa. En esta misma planta, se ha dejado espacio para 4 vehículos para que los ejecutivos pueden ingresar, y evitar colapso de tráfico al parquear los vehículos en las vías. En el primer piso se dispondrá, de un espacio para oficinas, misma en las que se obtendrán beneficios económicos mediante su alquiler. Para la segunda planta, se dispondrá de departamentos exclusivamente para el hospedaje de los Capitanes Estrellas.

En la tercera planta se localizarán las oficinas de los dueños de la empresa con las áreas administrativas junto a la recepción, el motivo de la elección de la disposición de estas oficinas en este nivel del edificio se debe a que, los dueños deseaban apreciar de una gran vista al mar donde puedan observar la llegada de los barcos en los puertos. Para una mejor percepción del diseño arquitectónico ver la Figura 1.4 y la Figura 1.5.



Figura 1.4 Perspectiva 1 Render del Edificio.
[Fuente: Arq. Elías Robles, Arq. Jorge Cevallos]



Figura 1.5 Perspectiva Render del Edificio. [Fuente: Arq. Elías Robles, Arq. Jorge Cevallos]

1.3.1 Estudio del Suelo

Para la evaluación de los efectos locales de la respuesta sísmica, la NEC (2015) define seis tipos de perfil de suelo: A, B,C,D y E. De acuerdo con parámetros obtenidos de los estudios realizados, se ha caracterizado el suelo como tipo D

Mediante los valores “N” obtenidos en los ensayos SPT, las magnitudes de los promedios de capacidad admisible en cada perforación se presentan en la Figura 1.6.

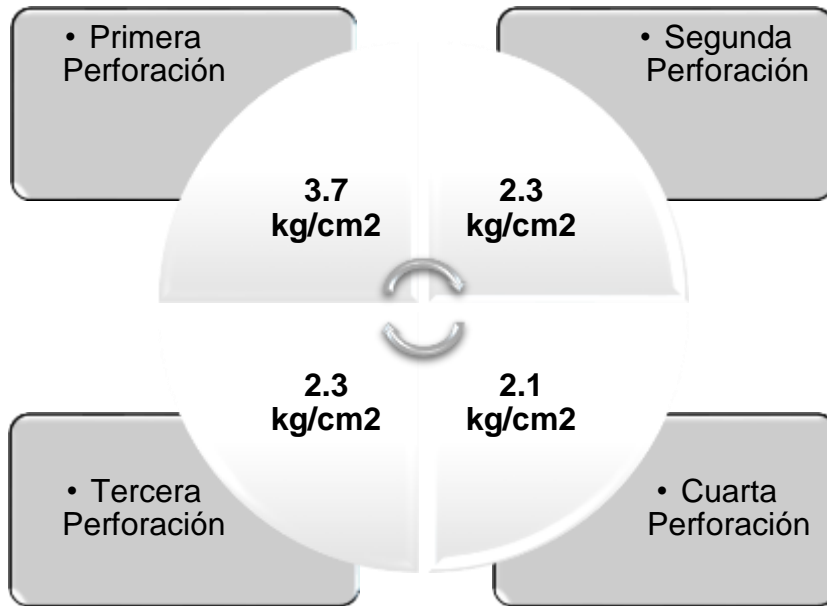


Figura 1.6 Esquema de los valores de capacidad admisible obtenidos de las perforaciones en suelo. [Elaboración propia]

Para replantillos se recomienda hormigón que adquiera una resistencia mayor a 210 kg/cm²; En cuanto a la cimentación, y construcción se utilice una resistencia mayor a 350 kg/cm² establecidos en base al estudio de la mecánica del suelo, como se puede apreciar en la Figura 1.7.



Figura 1.7 Estudio de suelo edificio compañía Txopituna Ecuador CIA. LTDA. Del Cantón Manta. [Fuente: Arq. Elías Robles, Arq. Jorge Cevallos]

En función de los resultados obtenidos del presente estudio, y del proyecto estructural, se recomienda cimentar la estructura considerando los siguientes parámetros que se evidencian en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Valores de parámetros y recomendaciones base a las perforaciones.[Fuente: Arq. Elías Robles, Arq. Jorge Cevallos]

Descripción	Perforación # 1	Perforación # 2	Perforación # 3	Perforación # 4
Tipo de Cimentación	Cimentación superficial	Cimentación superficial	Cimentación superficial	Cimentación superficial
Forma de Cimentación	Zapatas Aisladas o corridas	Zapatas Aisladas o corridas	Zapatas Aisladas o corridas	Zapatas Aisladas o corridas

En la Figura 1.8 se ilustra las ubicaciones de cada una de las perforaciones que se realizaron en el terreno.

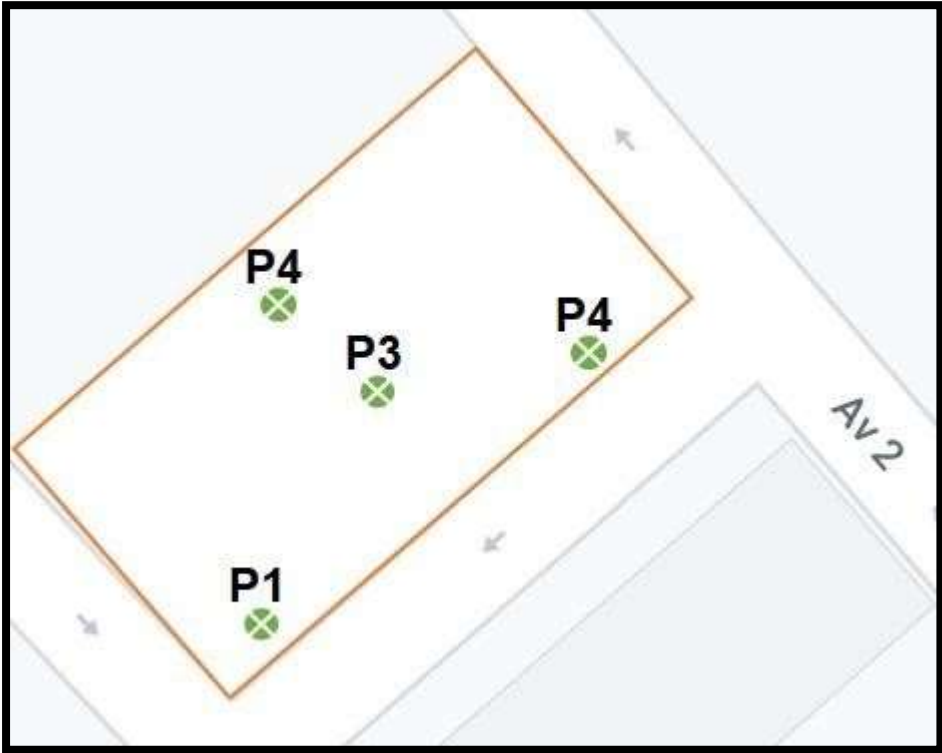


Figura 1.8 Puntos estratégicos del terreno donde se ejecutaron las perforaciones.

[Elaboración propia]

1.4 Objetivos: general y específicos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar una estructura para una edificación de cuatro pisos en la ciudad de Manta, a través de una estrategia de trabajo implementando la metodología BIM, para la gestión y optimización de cada una de las fases definidas en el proyecto.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar las alternativas planteadas considerando distintos factores de comparación que permitan determinar la opción más viable.
- Realizar el diseño estructural sismorresistente a partir de un modelo tridimensional adoptando los criterios referenciados en la NEC-15 y ACI-318.
- Aplicar softwares que integren la metodología BIM para la obtención de la documentación de planos y la cuantificación de las cantidades de obra.
- Estimar el presupuesto referencial de la edificación.
- Elaborar un cronograma de las actividades de construcción para llevar a cabo una coordinación óptima de la ejecución del edificio mediante un control de calidad a partir de una simulación interactiva entre la planificación y el levantamiento de la obra.

1.5 JUSTIFICACIÓN

El sector de la construcción contribuye innegablemente al movimiento económico y social del país, dado esto, es importante mejorar el ciclo de vida de la edificación, para ello, es necesario identificar las ventajas y desventajas que se pueden presentar en el modelamiento con el fin de optimizar los recursos económicos, el cronograma de ejecución de obra, personal especializado en cada área, el impacto ambiental y la sostenibilidad (Liu, 2015).

La importancia de construir este edificio tiene varios puntos, empezando por la utilidad que tendrá al situarse muy cerca de la playa y que por ende existe un gran flujo comercial, además cuenta con todos los servicios básicos, tanto como energía, luz, alcantarillado y el transporte público que pasa por una de las vías principales que delimitan el terreno de interés, lo que les facilita el traslado a mucho de los miembros partícipes de esta sociedad. Por otro lado, para la empresa es muy favorable la cercanía que tiene con el sector financiero, ya que ellos manejan mucho el tema de transacciones al ser una empresa bastante productiva.

Teniendo en consideración que para toda obra es fundamental optar por una modalidad eficiente que permita gestionar y llevar un mejor control de los procesos pertinentes para el diseño y construcción del proyecto a fin de reducir en gran medida las incertidumbres, contratiempos y pérdidas que se puedan presentar durante las distintas etapas de su ejecución.

Se tomó la determinación de implementar la metodología BIM para rediseñar un modelo estructural considerando todos los parámetros de diseño establecidos en las normas actuales del Ecuador e integrando adecuadamente los datos e información referentes al edificio con el uso de softwares y herramientas vinculados a BIM.

CAPÍTULO 2

2. DESARROLLO DEL PROYECTO

2.1 Peligro sísmico en Ecuador

El riesgo sísmico considerado como un fenómeno natural devastador que genera pérdidas económicas y humanas al exponerse a estos movimientos bruscos del suelo.

Difícilmente se puede predecir este tipo de eventos dado su alto índice de peligrosidad en la sociedad, así pues, se debe dar lugar al estudio mediante la información actualizada y la integración de datos existentes para de evitar que futuras edificaciones sean vulnerables a daños significativos o propensas a colapsar es importante estudiar el riesgo real de una población (Chavez, 2016).

Ecuador ha sido considerado como una de las zonas más propensas a eventos sísmicos pues se ha llevado un registro de un sin número de sismos durante los últimos 475 años en un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, dónde el evento de mayor magnitud tuvo lugar en 1906 en la Costa ecuatoriana con un valor estimado de 8.8 en la escala de Richter. También se tuvo un terremoto devastador en 1797 epicentro fue Riobamba con una magnitud de 8.3 donde el número de víctimas superó los 12 mil (Medina, 2016).

Por otro lado, en 2016 se registró uno de los mayores eventos sísmicos de 7.8 en la escala de Richter (ver Figura 2.1), en la costa de Ecuador dando lugar a un sin número de pérdidas materiales y una gran cantidad vidas afectadas. El motivo de esta ocurrencia se dio por efecto de los movimientos de capas tectónicas de tipo superficial en el borde de la placa de nazca y la del Pacífico (INEC, 2017).



Figura 2.1 Terremoto de magnitud 7,8 que tuvo lugar en Muisne, Ecuador 2016.
[Fuente: USGS]

En el país existe este gran riesgo sísmico debido a la vulnerabilidad que se presenta en este sector, principalmente en la región costa y parte de la Sierra donde nos enfrentamos a grandes solicitaciones de origen natural, dicha vulnerabilidad tiene lugar cuando las estructuras en este caso particular edificios se construyen y diseñan con materiales y detalles técnicos poco apropiados para resistiré tensiones máximas dadas por el brusco movimiento de tierra generadas por un terremoto (Parra, 2016).

A nivel nacional prescindimos de construcciones seguras y la razón principal se debe al factor económico, ya que, los recursos suponen elevados costos al momento de querer construirlo, por lo que la mayoría opta por apoyarse en la experiencia de un maestro de obra y los albañiles quienes no consideran un análisis estructural y sin el debido control técnico, dando como resultado una construcción con baja capacidad de resistencia ante cargas sísmicas (Baños & Rosales, 2018).

2.2 Filosofía del Diseño Sismorresistente

Para determinar el sismo de diseño se debe realizar un análisis de peligrosidad sísmica a partir de un mapa que detalla las aceleraciones provocadas por terremoto en las distintas zonas ecuatorianas. En la Figura 2.2 se indica esquemáticamente la magnitud del daño que puede provocar un evento sísmico en función del desplazamiento lateral.



Figura 2.2 Daños relacionados con los parámetros de demanda sísmica.
[Fuente: SEAOC 1995]

Se debe empezar identificando los parámetros más fundamentales que influyen en la respuesta estructural del edificio. El factor conocido como periodo de vibración ayuda a definir de manera fiable si se requiere de un espectro de respuesta de aceleración desplazamientos obtenido por efectos dinámicos de un evento sísmico. Los sismos se catalogan según los niveles de peligro y periodo medio de retorno tal como se indica en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Niveles de amenaza sísmica. [NEC-SE-DS 2015]

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

2.2.1.1 Factores que influyen en la fuerza sísmica

2.2.1.1.1 Zona sísmica

Dependiendo de la provincia o zona sísmica de estudio su índice de peligro sísmico determinado por el factor Z, representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, simbolizada como una fracción de la gravedad. En la Figura 2.3 se ilustra el mapa de zonificación sísmica para el territorio ecuatoriano.

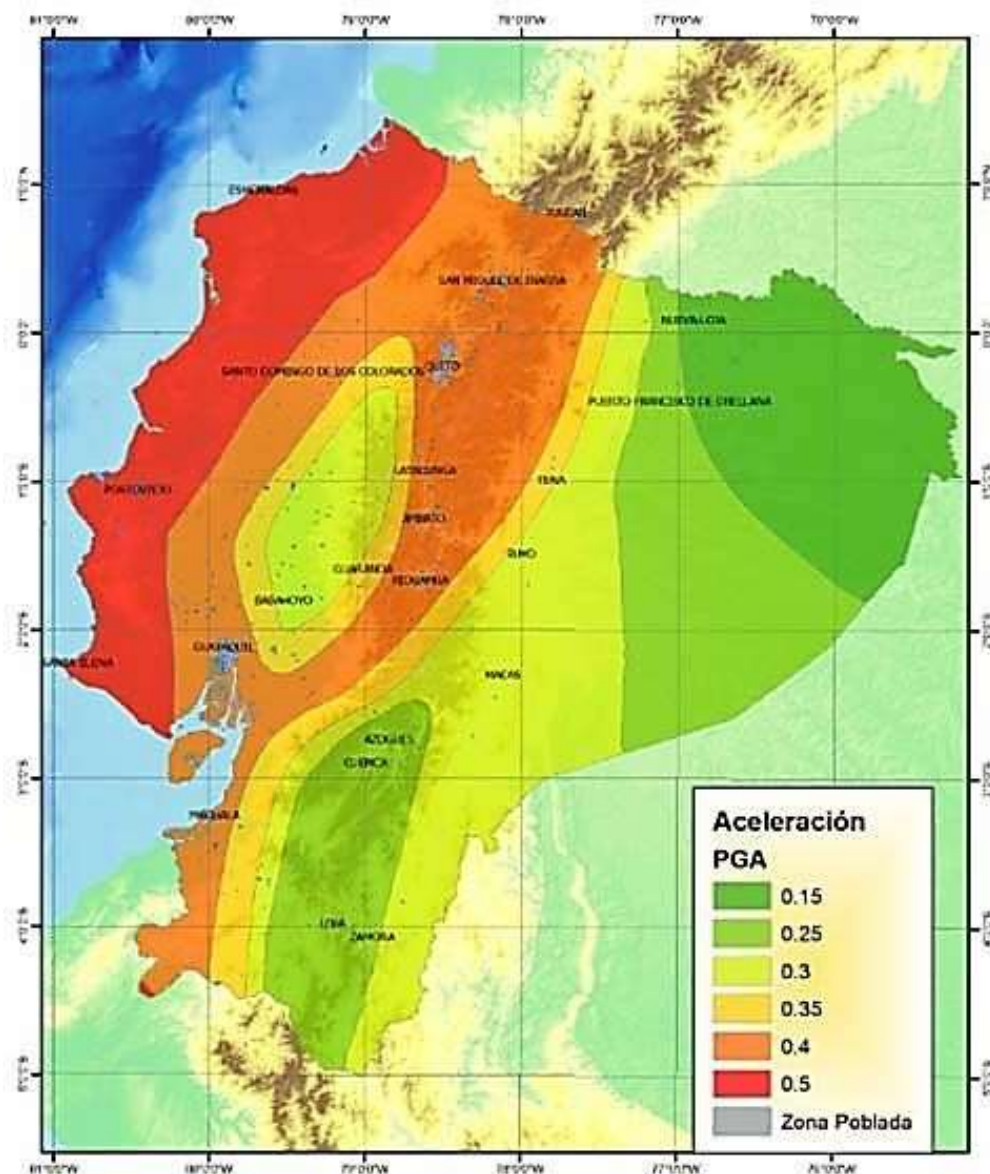


Figura 2.3 Mapa de los valores de Z que depende de la zona sísmica. [NEC-SE-DS 2011]

La información del mapa representa los estudios de peligro sísmico para un 10 % de excedencia en 50 años cuyo periodo de retorno es de 475 años. Dependiendo de la zona sísmica, se considera un valor de aceleración sísmica, siendo el umbral más alto para la zona VI al estar categorizada como de alto peligro sísmico (ver Tabla 2.2).

Tabla 2.2 Zonas sísmicas para determinación del factor Z. [NEC-SE-DS 2015]

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

2.2.1.1.2 Coeficientes de perfil de suelo

En cuanto a los coeficientes de perfil de suelo F_a, F_d, F_s se basan en la amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta elástica de aceleraciones, desplazamiento y comportamiento no lineal de los suelos, respectivamente. Sus valores son obtenidos a partir de la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Parámetro F_a en función del tipo de suelo y zona sísmica. [NEC- SE-DS 2015]

Coeficientes del perfil del suelo							
Zona sísmica Factor Z		I	II	III	IV	V	VI
F_a	Suelo	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.5
	A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	B	1	1	1	1	1	1
	C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
	D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
	E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F_d	A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
	B	1	1	1	1	1	1
	C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
	D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
	E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F_s	A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
	B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
	C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
	D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
	E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

2.2.1.1.3 Amplificación Espectral

La relación de la amplificación espectral se define de la siguiente manera según la región ecuatoriana tal como se indica en la Figura 2.4. Este valor es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

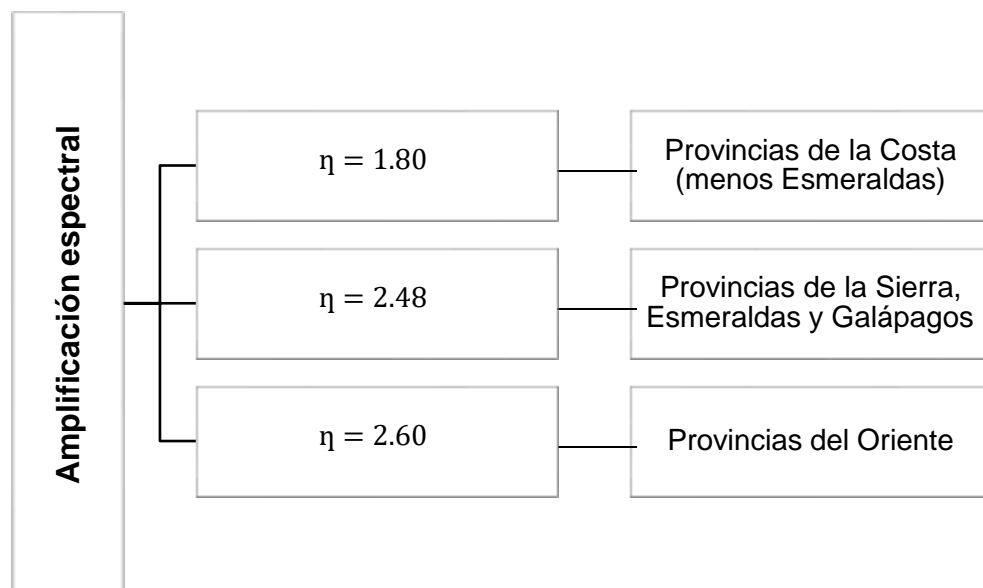


Figura 2.4 Esquema de la amplificación espectral según la región del Ecuador [Fuente: NEC-SE-DS 2015].

2.2.1.1.4 Período Fundamental

El período fundamental de una estructura se define como el tiempo que esta tarda en completar un ciclo de vibración y representa aquel período con mayor masa participativa. La NEC-2015 plantea la siguiente ecuación para determinarlo en función de la altura y tipo de sistema estructural:

$$T = C_t h_n^a \quad (2.1)$$

Donde:

C_t : Coeficiente según el tipo de edificio

h_n : Altura máxima del edificio de n pisos

T : Período de vibración

Los valores de los coeficientes C_t y α se los extrae de la Tabla 2.4 presentada a continuación.

Tabla 2.4 Factores para el cálculo del período fundamental [NEC-SE-DS 2015]

Tipo de estructura		C_t	α
Estructura de acero	Sin arriostramiento	0.072	0.8
	Con arriostramiento	0.073	0.75
Estructura de hormigón armado	Sin arriostramiento	0.055	0.9
	Con arriostramiento	0.055	0.75

2.2.1.1.5 Importancia de la estructura

La NEC (2015) establece que el factor de importante se vincula directamente con el tipo de uso ocupación que se le catalogue a la Edificación o cualquier otro tipo de estructura. Este parámetro tiene la función de aumentar la demanda sísmica de diseño, que por importancia ocupacional debe continuar operando sin sufrir daños significativos que involucren en una situación de peligro las vidas humanas durante y después del sismo. En la Tabla 2.5 se muestra las categorías de importancia según su ocupación para la obtención del factor I.

Tabla 2.5 Parámetro I que depende del uso que se le dará a la estructura. [NEC-SE-DS 2015]

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	"I"
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

2.2.1.1.6 Factor de Reducción

Según la NEC (2015), el coeficiente de Reducción (R) toma en cuenta el concepto de fuerzas sísmicas a nivel de resistencia, y está en función del tipo de estructura, la clase de suelo, periodo de vibración y factores de ductilidad, redundancia y amortiguamiento de la estructura cuando se exponen al límite.

En el caso de que el sistema resistente estructural se vincule con otros sistemas, se selecciona como valor mínimo de R de los mostrados en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Coeficiente de reducción R según Sistema Estructural. [NEC-SE-DS 2015]

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placa	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1

2.2.1.1.7 Irregularidad estructural

El diseño de una estructura debe tener una configuración lo más regular posible, de tal forma que permita asegurar un buen desempeño sísmico. Sin embargo, en ocasiones por motivos de la arquitectura no será factible plantear una estructuración regular, por lo cual el proyectista deberá tomar en consideración las irregularidades que se presenten en el análisis de la estructura.

Tales irregularidades podrían ocasionar cambios bruscos de rigidez, fallas locales de los elementos, componentes torsionales, entre otros. Todos estos efectos repercuten de manera significativa en el comportamiento de la estructura afectando su vulnerabilidad y comprometiendo la integridad de sus ocupantes.

Por tal motivo, la NEC-15 proporciona cálculos para evaluar las irregularidades y otorga sus respectivos coeficientes que deben ser adoptados en caso de tener una irregularidad presente en la estructura. Tales coeficientes se presentan en la Tabla 2.7 y Tabla 2.8.

Tabla 2.7 Configuración de irregularidad en planta. [Fuente: NEC-SE-DS 2015]

Irregularidad en Planta	
Irregularidad torsional	0.9
Retrocesos excesivos en las esquinas	0.9
Discontinuidades	0.9
Ejes estructurales no paralelos	0.9

Tabla 2.8 Configuración de irregularidad en planta Elevación. [Fuente: NEC-SE-DS 2015]

Irregularidad en Elevación	
Piso flexible	0.9
Distribución de masa	0.9
Irregularidad geométrica	0.9

2.2.2 Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

De acuerdo a la NEC (2015) para cualquier tipo de estructura es de carácter obligatorio aplicar los métodos Estático Lineal y Pseudo-Dinámico. El propósito para el diseño del Edificio es que sea capaz de resistir las cargas sísmicas originadas por las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes.

Mediante el DBF se puede mitigar el daño sísmico en la edificación con factores de reducción (R) en conjunto con otros parámetros de importancia y regularidad de la estructura para configurar su resistencia (Ayala, 2015).

2.2.2.1 Método de Fuerzas Equivalentes

Es un método común aplicado para el análisis de la fuerza sísmica (E), cuyo proceso es simular el efecto del sismo en una edificación por un conjunto de cargas horizontales equivalentes aplicadas secuencialmente en cada planta de la estructura que equilibran el cortante de la base (Gil, 2012).

i. Determinación del Cortante Basal

La NEC (2015) indica que para la determinación del cortante basal se debe generar un espectro de diseño $S_a(T)$ basado en las características geotectónicas del sitio proyectado para el Edificio. Luego se realiza el cálculo del periodo fundamental de vibración aproximado T_a . El Cortante Basal (V) aplicada a la estructura en una dirección, está en función de la Carga Sísmica reactiva (W) y de los factores determinados anteriormente. A continuación, se evidencia en la Tabla 2.9 los factores requeridos para la calcular el cortante basal.

Tabla 2.9 Términos para la determinación del Cortante Basal. [Fuente: NEC-SE-DS 2015]

Factores	Descripción
T_a	Periodo de vibración
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración
$\phi_P * \phi_E$	Coeficientes de Configuración en planta y elevación
I	Coeficientes de Importancia
R	Factor de Reducción de resistencia sísmica
W	Carga Sísmica reactiva
$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} W$	Cortante Basal

ii. Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas laterales de diseño para cada piso del edificio se distribuyen de manera lineal en forma triangular, y aumenta en función de la altura en la que se posiciona cada una de estas cargas, tal como se ilustra en la Figura 2.5.

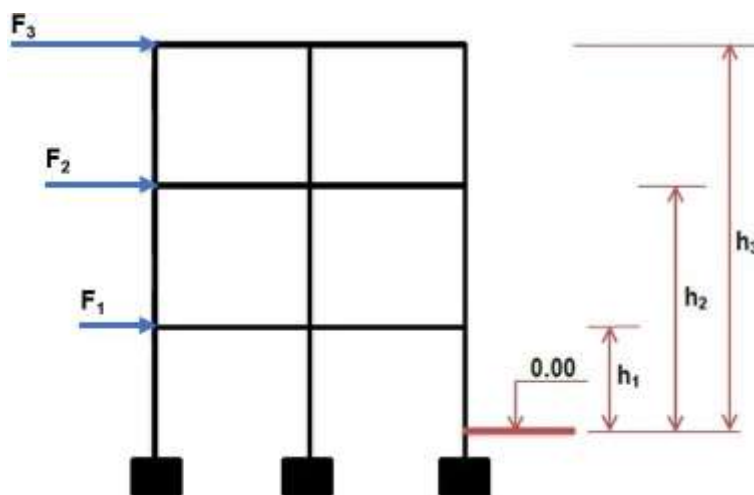


Figura 2.5 Distribución de las fuerzas sísmicas [Fuente: Wilter Cutimbo 2016]

Para el cálculo de las fuerzas en cada nivel de la estructura se utilizan los factores que se muestran en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Factores que determinarán las fuerzas laterales. [Fuente: NEC-SE-DS 2015]

Factores	Descripción
F_i	Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
V_x	Cortante total en el piso x de la estructura
V	Cortante Basal en la base de la estructura
W_x	Peso asignado al nivel x de la estructura
W_i	Peso asignado al nivel i de la estructura
h_x	Altura del piso x de la estructura
h_i	Altura del piso i de la estructura
k	Coefficiente relacionado
n	Número de pisos de la estructura
$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i * h_i^k}{i}}$	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

2.2.2.2 Métodos Pseudo-Dinámicos

Estos tipos de análisis se los emplea para cualquier tipología de estructura que no sea completamente regular.

Con el análisis dinámico se determinan los modos de vibración de la estructura, basándose en la distribución de las rigideces y masas del edificio (Loa, 2017).

Existen dos modalidades de análisis para el diseño presentadas en la Figura 2.6.

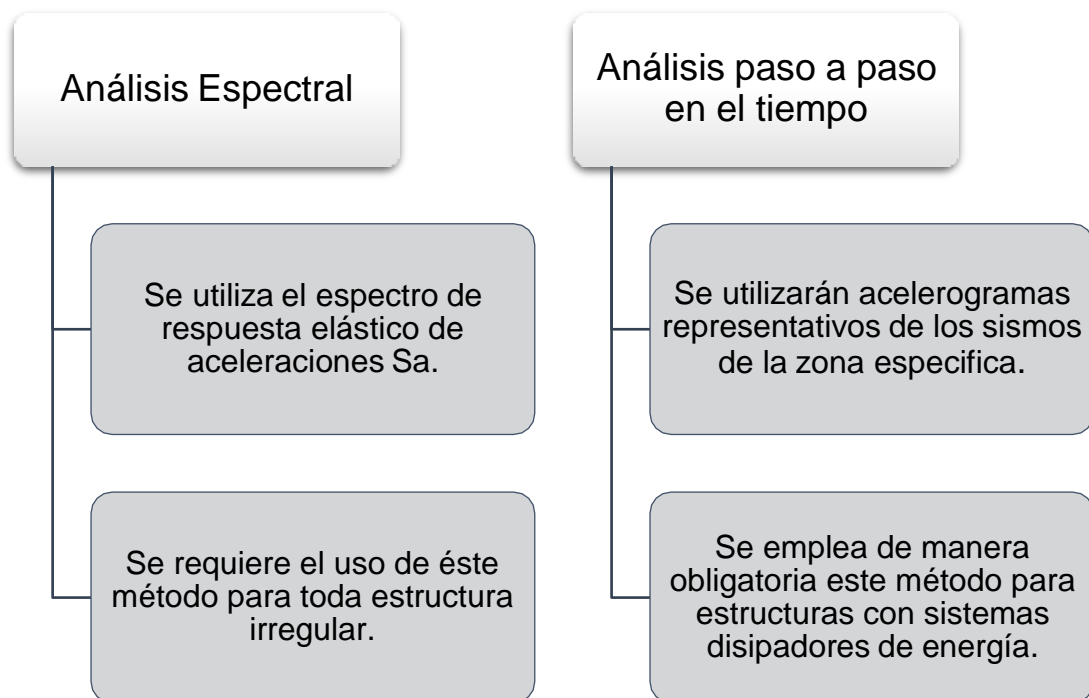


Figura 2.6 Método para análisis sismo-dinámicos [Elaboración propia].

i. Combinación de modos

En los modelos tridimensionales cuando se combinen los valores modales máximos se deben tomar en cuenta los efectos de interacción modal. Para la obtención de la combinación de modos de vibración, los métodos más comunes son SRSS y CQC:

SRSS: Este método consiste en aplicar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de todos los modos de análisis. Dada su simplicidad es uno de los métodos más empleados, sin embargo, presenta una limitación, puesto que considera la aportación de cada modo siempre positiva.

CQC: El método C.Q.C. por sus siglas en inglés Complete Quadratic Combination (Combinación cuadrática Completa) presenta una solución a la limitación del SRSS a través de un coeficiente de correlación P_{ij} que está en función de la frecuencia y amortiguamiento.

ii. Espectro de Respuesta Inelástico

Dado que la filosofía de diseño sismoresistente plantea que la estructura incurra en el rango inelástico y de esta forma se active los mecanismos de disipación de energía conforme a la ductilidad del sistema. Los códigos estipulan una reducción del espectro de respuesta elástico a través del factor R que precisamente considera esa ductilidad requerida para que la estructura desarrolle inelasticidad. En la Figura 2.7 se puede apreciar la obtención del espectro inelástico de acuerdo con la NEC-15:

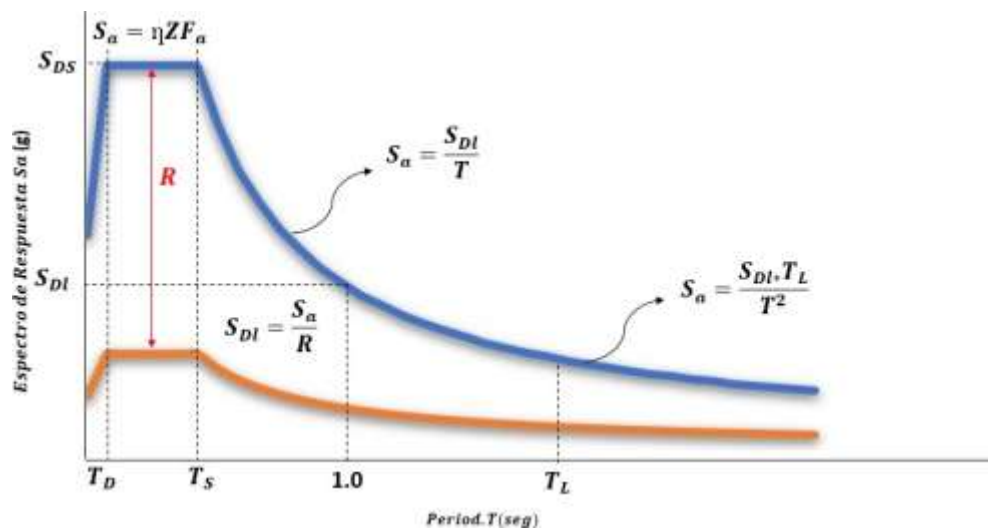


Figura 2.7 Espectro de respuesta Inelástico. [Elaboración propia]

iii. Número de modos

La NEC (2015) explica que a través de un análisis que involucre adecuadamente las características de rigidez y distribución de masas se podrá hallar los modos de vibración. Además, para cada dirección horizontal conveniente se considerarán aquellos modos que involucren una masa modal acumulada cuya suma sean de al menos el 90 % de total de la masa.

iv. Ajuste del Cortante Basal

La NEC estipula que para toda estructura debe realizarse un ajuste del cortante dinámico, puesto que se lo restringe de acuerdo al cortante estático. Esta restricción dependerá si la estructura es regular o irregular (ver la Figura 2.8).

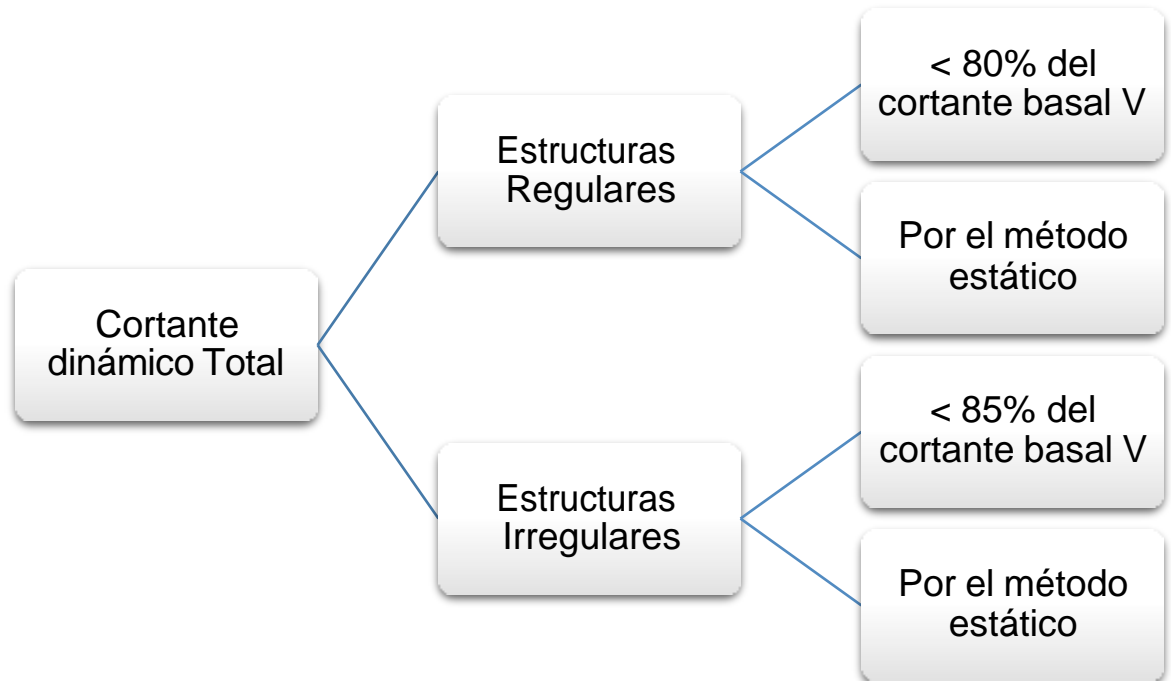


Figura 2.8 Esquema sobre ajuste de cortante basal según la configuración de la estructura. [Fuente: NEC-SE-DS 2015]

2.3 BIM

2.3.1 Definición del BIM

El modelo de información de la construcción abreviado como BIM (Building Information Modeling), es una modalidad innovadora que permite diseñar y gestionar un proyecto mediante una serie de sistemas informáticos o softwares gracias a la integración total de toda la información útil pertinente al proyecto (IAC, 2018).

Los sistemas que trabajan con BIM hacen posible la unificación de todas las disciplinas en un solo modelo es decir la parte arquitectónica, estructural, instalaciones, presupuesto, entre otros; facilitando considerablemente el enfoque y observación en las interferencias o errores técnicos que se puedan presentar visualizando todo en un solo modelo tridimensional (Chacón & Cuervo, 2017).

2.3.2 Dimensiones BIM en el proyecto

2.3.2.1 2D BIM, Planos y especificaciones técnicas

En etapa del diseño de elementos estructurales se presenta una similitud entre la metodología CAD y BIM al representar los componentes en dos dimensiones.

Sin embargo, CAD se limita únicamente de trazos y líneas que no contienen mayor información de detalles dando un pobre representación de los elementos que se van a fundir en la obra, y a diferencia de los softwares BIM, estos permiten crear lo modelos estructurales con información real de la construcción (R. Rojas, 2016).

2.3.2.2 3D BIM, Modelamiento y Visualización

Mediante un modelamiento tridimensional se visualiza la apariencia final que tendrá la edificación simulando una maqueta virtual, en este modelo se incorpora cada elemento estructural y componente arquitectónico lo suficientemente detallados para la observación de los proyectistas y anticipación de decisiones para el diseño más ventajosa en cuanto a costo y sostenibilidad (Vásquez, 2019).

En esta fase también se podrán visualizar las características funcionales y físicas de cualquier elemento o material suministrando datos estimados como el peso, volumen, resistencia garantía, etc. Además, facilita las interferencias que se podrán analizar y resolver a priori antes de la ejecución del proyecto (Paguay & Reyes, 2020).

2.3.2.3 4D BIM, Planificación del Cronograma de Obra

En esta fase se establecerá el ciclo nivel o la programación del cronograma en el que se desarrollará la construcción del edificio permitiendo así controlar la ejecución de cada proceso técnico apoyándose en la planificación de diagramas de Gantt junto con los rubros detalladas con estimaciones que se determinarán para mejorar el tiempo y la coordinación de ejecución de la obra (García, 2019).

2.3.2.4 5D BIM, Estimación de Costos y control de gastos

En esta dimensión se lleva a cabo la estimación del presupuesto general para la obra a partir de la integración del modelo 3D a un software que será una herramienta de gran ayuda para la determinación de lista de cantidades donde se incluirán cálculo de costos (Maya, 2018).

Comparando y relacionando las dimensiones 3D y 4D, se logra obtener una clara apreciación del esfuerzos y tiempo invertidos, los costos que demanden y tomar las decisiones que optimicen estos valores.

A continuación, en la Figura 2.9 se representan las dimensiones aplicadas en BIM.

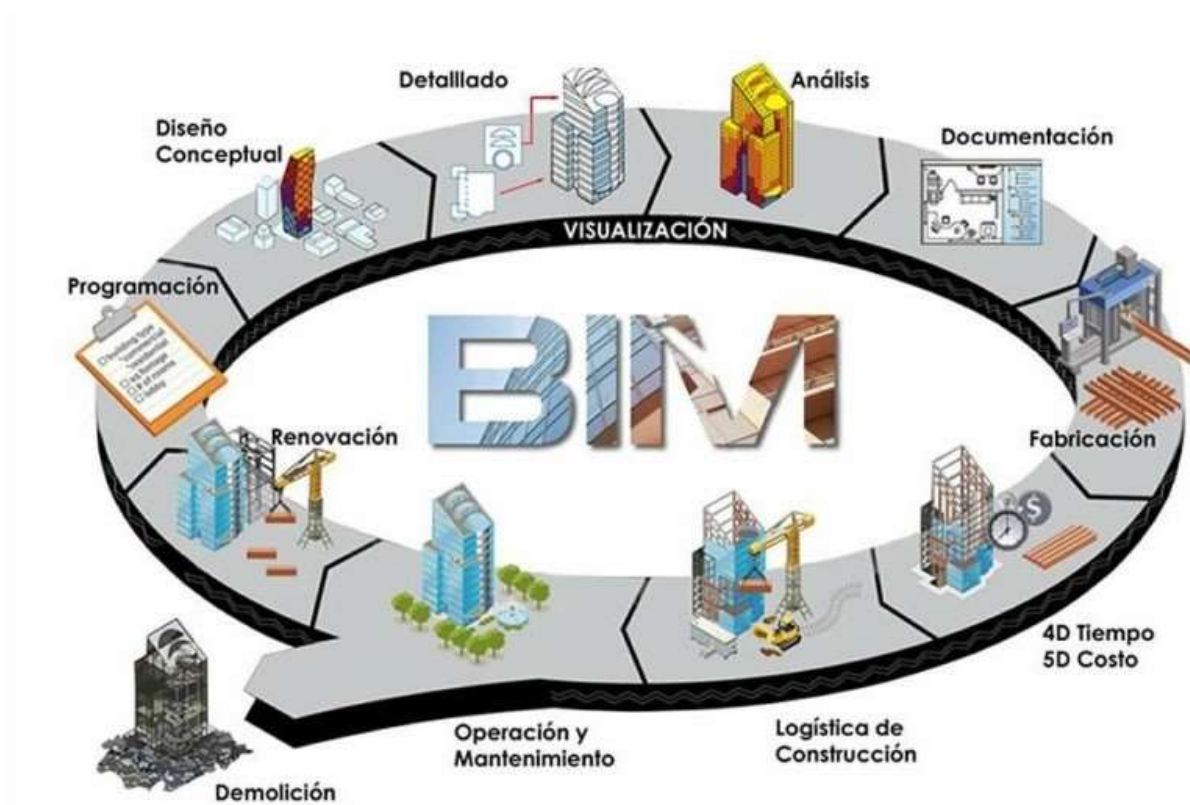


Figura 2.9 BIM y sus dimensiones. [Fuente: BIM ALUMED, 2018]

2.3.3 Interoperabilidad BIM

La interoperabilidad es la característica más relevante de la metodología BIM, dado que esta modalidad se fundamenta en el trabajo colaborativo para la gestión de proyectos de edificación y para lo cual se busca centralizar toda la información del proyecto en un solo modelo.

Por tanto, para almacenar toda la información que conlleve el proyecto, es necesario garantizar una adecuada transferencia de datos entre las distintas disciplinas que intervienen en el desarrollo integral del mismo. Sin embargo, en muchas situaciones en cada una de las disciplinas se manejan programas de diferentes proveedores por lo que no es posible asegurar el correcto traspaso de información o incluso no es permitido.

Ante aquello, surge la necesidad de implementar la interoperabilidad a través de herramientas que faciliten la comunicación e intercambio de información entre softwares de varios fabricantes (ver Figura 2.10). Entre las cuales, se destaca COBie (Construction Operations Building Information Exchange), BFC (*BIM Collaboration Format*) y IFC (*Industry Foundation Classes*).



Figura 2.10 Interoperabilidad BIM. [Fuente: Academia]

2.4 Metodología

La metodología del presente trabajo se fundamenta en la generación de un modelo tridimensional que integre todos los datos e información del edificio de interés, y a partir del cual desarrollar el diseño estructural con el objetivo de obtener la geometría y detallamiento de cada uno de sus componentes. Una vez diseñados, la siguiente etapa consta en elaborar una simulación virtual del avance constructivo en base a un cronograma previamente definido y detectar cualquier tipo de interferencia con elementos de otras disciplinas, con el propósito de evaluar las posibles soluciones para tales interferencias y finalmente, estimar un presupuesto a través de la cuantificación de la mano de obra y materiales requeridos para cada uno de los componentes.

En la Figura 2.11, se presenta la descripción y un esquema simplificado de las fases desarrolladas para la ejecución del presente proyecto.

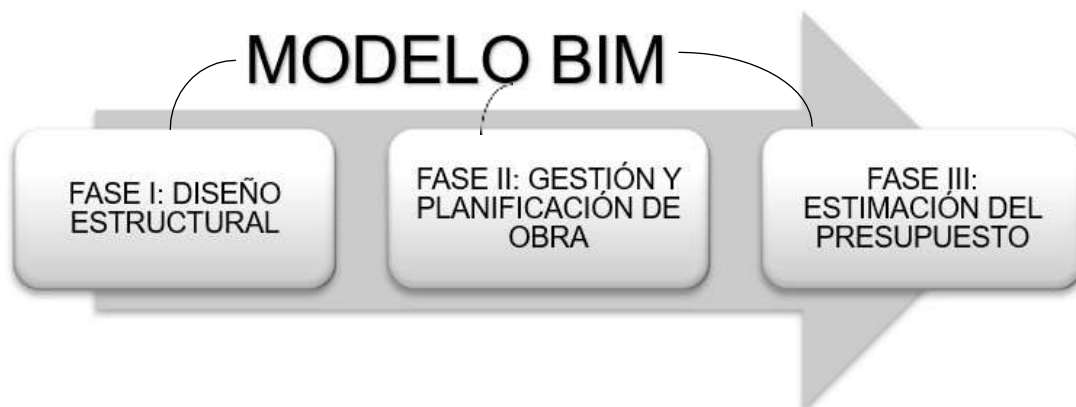


Figura 2.11 Fases generales del proyecto. [Elaboración propia]

Fase I: Diseño Estructural.

Esta etapa, comienza a partir del modelo arquitectónico, con el cual se plantea una estructuración lo más regular posible y en base a ella realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales. Con la estructura ya predimensionada, se realiza el modelado en Revit. Este es un software donde se centraliza la mayor parte de la información del proyecto, puesto que permite la interoperabilidad con otros softwares de distintas disciplinas.

Posteriormente, al haber efectuado el modelo tridimensional en Revit, se debe llevar cabo el análisis estructural, para lo cual será necesario exportar el archivo generado en Revit a un software especializado en análisis de estructuras, en este caso Etabs, por medio de herramientas como CSixRevit o formatos IFC que facilitan un flujo de información bidireccionales entre los softwares Revit y Etabs.

Tras haber analizado la estructura cumpliendo con todos los requerimientos estipulados por la NEC-15. Se diseña las vigas, columnas, losa y cimentación conforme a las fuerzas obtenidas en Etabs. Por último, se actualiza el modelo en caso de haberse necesitado cambios por motivos de análisis o diseño, y se procede a elaborar el detallamiento tridimensional de cada uno de los elementos diseñados en el mismo modelo de Revit culminando con la documentación de los planos respectivos (ver la Figura 2.12).

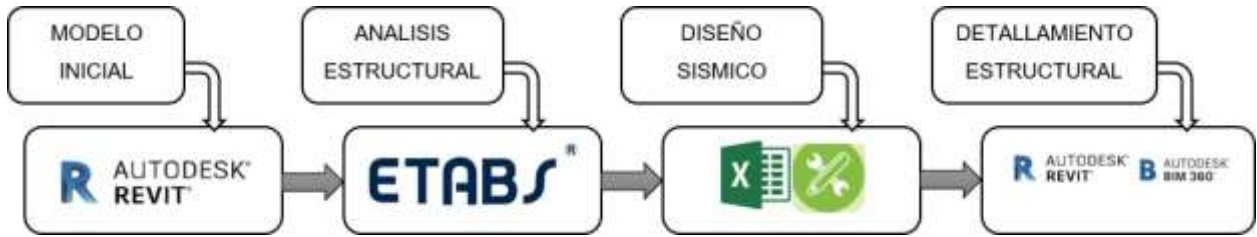


Figura 2.12 Procesos de la Fase I. [Elaboración propia]

Fase II: Gestión y planificación de obra

Esta fase consiste en gestionar toda la información del modelo final desarrollado en Revit a través del programa Navisworks para la coordinación entre las distintas disciplinas involucradas en el proyecto y así lograr detectar interferencias o colisiones entre los elementos de cada disciplina que puedan resultar en inconvenientes constructivos durante la ejecución de la obra.

Debido a la gran compatibilidad existente entre ambos programas al ser desarrollados por la misma compañía, es posible realizar una adecuada transferencia de toda la información del modelo BIM sin pérdida de datos durante el proceso.

Además de coordinar los modelos de información vinculados a cada una de las áreas del proyecto para un mejor control de calidad, en Navisworks también existe la posibilidad de realizar una simulación virtual de la construcción de la estructura basado en la programación de las tareas de obra. Para ello, empleando el Ms Project, se planifica cada una de las actividades a realizar conforme a los componentes del diseño estructural y se enlaza el cronograma elaborado al modelo en Navisworks (ver la Figura 2.13).

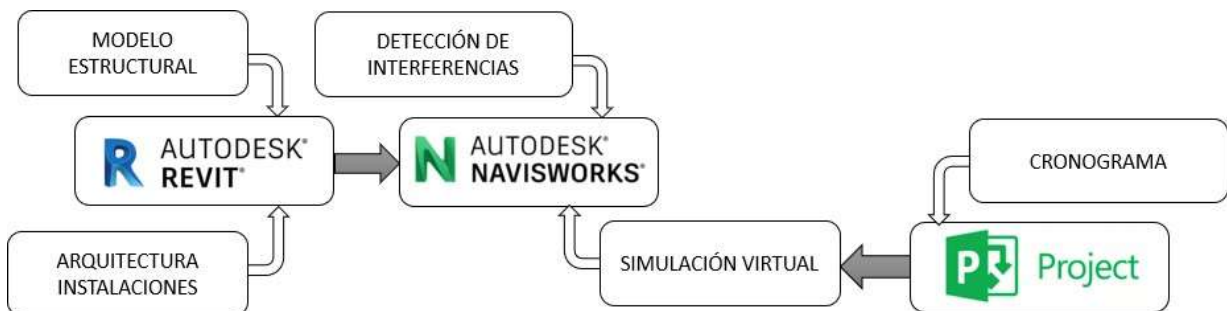


Figura 2.13 Procesos de la fase II. [Elaboración propia]

Fase III: Estimación del presupuesto

BIM 5D presenta una estimación de un presupuesto referencial del modelo 3D, y lo mejor es que ante cualquier reajuste o modificación en el diseño, tendrá como efecto un cambio pertinente reflejado en el costo del mismo. Además, con esta herramienta que posee el software Navisworks, se podrá evitar en la mayor medida posible los errores de construcción, donde se plantearán las respectivas soluciones sin que existan contratiempos en el cronograma programado para la ejecución del proyecto (Torres, 2019).

Para vincular BIM 5D con el modelo 3D, obtenido en Revit, se requiere del cálculo de los precios unitarios de los materiales, mano de obra, equipo y demás agentes técnicos que serán partícipes de la construcción, esto se lo analizará en una hoja Excel previamente para proyectar toda esa información en la base de datos TimeLiner perteneciente al software Navisworks la cual permitirá estimar cuanto se invierte en cada etapa del ciclo de vida del proyecto mediante una simulación en tiempo real y así verificar que todo se esté ejecutando según lo planificado (ver la Figura 2.14).



Figura 2.14 Procesos de la fase III. [Elaboración propia]

2.5 Análisis y evaluación preliminar de alternativas

2.5.1 Planteamiento de Alternativas

Para el presente trabajo únicamente se planteó dos alternativas para el sistema estructural de la edificación, puesto que su arquitectura prioriza una fachada acristalada para aprovechar las vistas que ofrece al mar, lo impide el uso de muros o arriostramientos metálicos.

2.5.2 Alternativa 1: Pórticos resistentes a momento hormigón armado

○ Predimensionamiento

De acuerdo a la configuración arquitectónica de la edificación, se planteó la siguiente estructuración (ver Figura 2.15) procurando afectar en lo más mínimo a la arquitectura y a partir de dicha estructuración, proceder a realizar el predimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales.

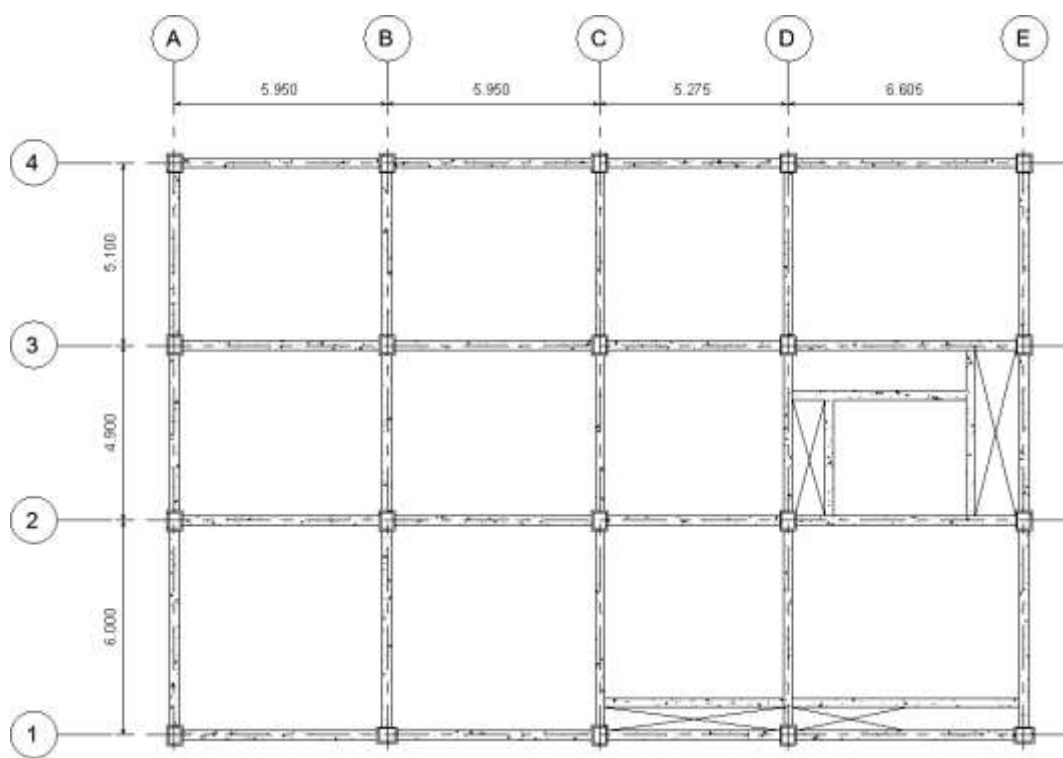


Figura 2.15 Estructuración de la alternativa 1. [Elaboración propia]

Antes de predimensionar los elementos, se debe estimar las cargas gravitacionales que actuarán sobre ellos. Tal estimación debe estar basada en los materiales y propiedades de los elementos estructurales y no estructurales, así como en las recomendaciones proporcionadas por las normativas vigentes.

- **Cargas gravitacionales**

Las cargas muertas representan el peso propio tanto de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales (paredes de mampostería, acabados de pisos e instalaciones). A continuación, en la Tabla 2.11 y Tabla 2.12 se especifica los valores correspondientes de carga muerta para los pisos del edificio.

Tabla 2.11 Carga muerta 1er, 2do y 3er piso. [Elaboración propia]

Carga muerta	kg/m²
Paredes	200
Acabados piso	100
Instalaciones	35
Steel deck	320
Vigas	200
Columnas	100
Total	955

Tabla 2.12 Carga muerta 4to piso. [Elaboración propia]

Carga muerta	kg/m²
Paredes	100
Acabados piso	100
Instalaciones	35
Steel deck	320
Vigas	200
Columnas	100
Total	855

Las cargas vivas fueron definidas de acuerdo con estipulado en la Tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas de la norma NEC-SE-CG. Los valores de dichas cargas dependerán de la ocupación a la que esté destinada la edificación.

El primer piso y tercer piso están planteado para uso de oficinas, mientras que el segundo piso será para departamentos y finalmente se espera que la terraza sirva como área social.

En la Tabla 2.13 se aprecia los valores de carga viva correspondientes a cada piso de la edificación. Hay que recalcar que se definió un valor de 250 [kg/m²] para el segundo piso a pesar de que para departamentos se estipula una carga viva de 200 [kg/m²]. Este cambio fue realizado por el motivo de uniformizar las cargas y contemplar posibles cambios en el uso de la edificación que se puedan realizar en un futuro.

Tabla 2.13 Cargas vivas según la NEC asignadas para cada planta. [Elaboración propia]

Piso	Uso	Carga viva (kg/m ²)
1er Piso	Oficinas	250
2do Piso	Departamentos	250
3er Piso	Oficinas	250
4to Piso	Terraza social	400

- **Losa**

El tipo de losa empleado es una losa aligerada, dado que esta supone un ahorro económico en materiales y permite reducir el peso de la edificación y, por tanto, la fuerza sísmica.

$$e = \frac{P}{180} = \frac{25 \text{ m}}{180} = 13.8 \text{ cm}$$

Donde:

e: espesor de la losa

P: Perímetro del vano mayor

El espesor requerido para losa es de 13.8 [cm], sin embargo, al emplear una losa aligerada por razones constructivas está deberá tener un espesor mínimo de 20 [cm]. Por lo tanto, las dimensiones de la losa quedan establecidas tal como se parecía en la Figura 2.16.

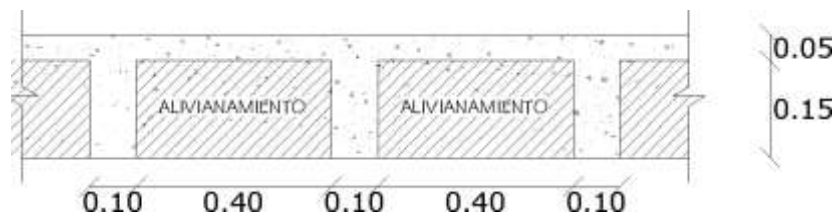


Figura 2.16 Dimensiones de la sección transversal de la losa aligerada. [Elaboración propia]

- Vigas

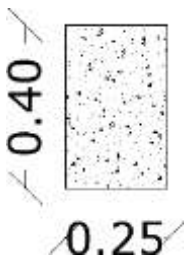
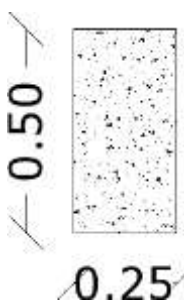
$$h = \frac{L}{12} = \frac{5.94 \text{ m}}{12} = 49 \text{ cm}$$

h: altura de la viga

L: Luz promedio entre apoyos de la viga

Dado que las dimensiones de los elementos como vigas y columnas deben ser múltiplos de 5 para facilitar la construcción. Como puede observarse en la Tabla 2.14, se optó por emplear vigas de un ancho de 250 [mm] y altura de 500 [mm] para los dos primeros pisos y vigas de un ancho de 250 [mm] y altura de 400 [mm] para el tercer y cuarto piso.

Tabla 2.14 Sección de vigas para los pisos del edificio. [Elaboración propia]

Piso	Sección
4to Piso	
3er Piso	
2do Piso	
1er Piso	

- **Columnas**

Las columnas fueron predimensionadas teniendo en cuenta la carga axial de servicio que soportarán y la resistencia del concreto, que en esta edificación se optó por usar un $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$:

$$A_g = \frac{P_s}{0.2 \cdot f'c} \quad (2.2)$$

La magnitud de la carga axial está en función del área tributaria de la columna

$$P_s = A_t \cdot q$$

$$P_s = 29.77 \cdot 4308 = 128249.16 \text{ kg}$$

$$A_g = \frac{128249.16}{0.2 \cdot 280} = 2290.11 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se puede emplear columnas de un ancho de 450 [mm] y altura de 550 [mm] para los primeros dos pisos. Para el tercer y cuarto piso se reduce las dimensiones a 350x450 [m]. Las secciones de las columnas se ilustran en la Tabla 2.15, presentada a continuación:

Tabla 2.15 Sección de columnas para los pisos del edificio. [Elaboración propia]

Piso	Sección
4to Piso	
3er Piso	
2do Piso	
1er Piso	

2.5.3 Alternativa 2: Pórticos resistentes a momento acero estructural

Los Pórticos Resistentes a Momento de Acero Estructural (PRMA) al igual que los PRMHA también consisten en elementos verticales (columnas) y horizontales (vigas) conectados entre sí por nudos rígidos, los cuales pueden lograrse empleando conexiones precalificadas a momento establecidas por los reglamentos respectivos.

○ Predimensionamiento

Al igual que en la alternativa 1, la estructuración se dispuso conforme a la arquitectura del edificio y al tratarse de un sistema de acero estructural, se debe disponer de vigas secundarias paralelas al sentido corto de la edificación con el objetivo de proveer estabilidad lateral a las vigas principales. En la Figura 2.17 se presenta la configuración estructural en planta para la alternativa 2.

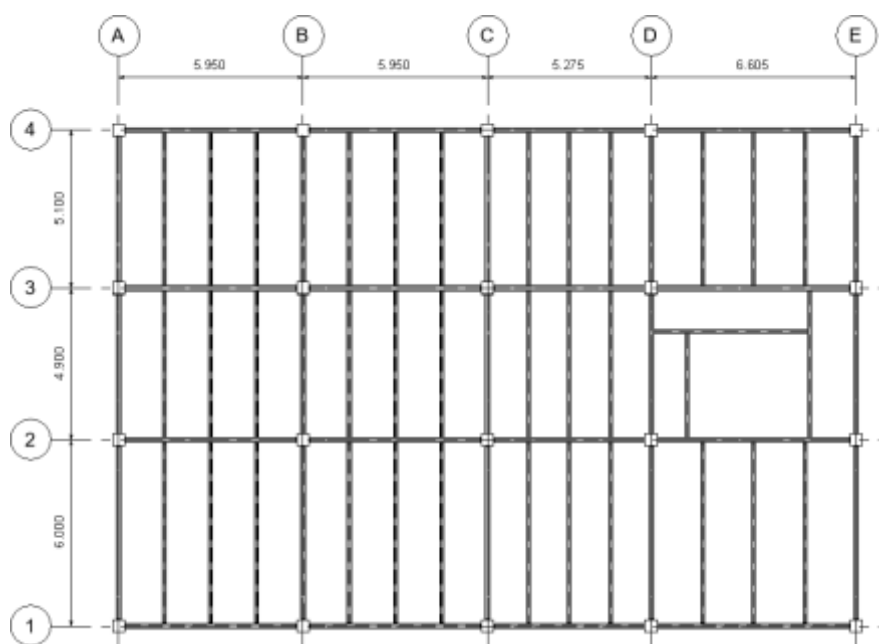


Figura 2.17 Estructuración de la alternativa 2. [Elaboración propia]

● Cargas gravitacionales

A continuación, en la Tabla 2.16 y Tabla 2.17 se muestran los valores de carga muerta correspondiente a cada piso de la estructura.

Tabla 2.16 Carga muerta 1er, 2do y 3er piso. [Elaboración propia]

Carga muerta	kg/m²
Paredes	200
Acabados piso	100
Instalaciones	35
Steel deck	200
Vigas	40
Columnas	40
Total	615

Tabla 2.17 Carga muerta 4to piso. [Elaboración propia]

Carga muerta	kg/m²
Paredes	100
Acabados piso	100
Instalaciones	35
Steel deck	200
Vigas	40
Columnas	40
Total	515

Las cargas vivas son las mismas que se definieron para la alternativa 1, puesto que sus valores dependen del uso de la edificación y no del sistema estructural empleado

- **Steel Deck**

El sistema de piso que se eligió fue un Steel-Deck o también conocida como Losa Colaborante, la cual consiste en una lámina trapezoidal de acero galvanizado ($f_y=2600$ kg/cm²) que actúa como refuerzo positivo para la loseta de compresión y a su vez como encofrado.

Este sistema de piso facilita el montaje por su rápida instalación requiriendo menos mano de obra, además que reduce el peso y por consiguiente la fuerza sísmica.

La sección fue determinada según las condiciones de borde y la luz máxima entre apoyos. Así se obtuvo un espesor de la lámina de acero de 0.65 [mm] con altura de 5 [cm]. El espesor mínimo de la loseta de hormigón es de 5 [cm], por lo tanto, la altura final de la Losa Colaborante es de 10 [cm]. La Figura 2.18 muestra la sección transversal de la placa colaborante.

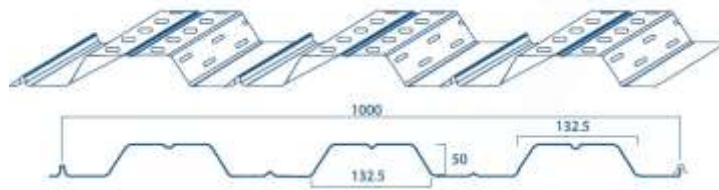


Figura 2.18 Sección Placa Colaborante. [Fuente: DIPAC]

- **Vigas Principales**

Las vigas principales al formar parte del sistema sismorresistente deben cumplir con los criterios de ductilidad para las relaciones ancho/espesor establecidas en la NEC. Por lo tanto, se optó por emplear perfiles comerciales IPE que cumplen con tal requerimiento, estas fueron predimensionadas tanto para el eje X como para el eje Y a partir de la siguiente ecuación:

Vigas Eje X:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{6.60 \text{ m}}{20} = 33 \text{ cm}$$

h: altura de la viga

L: Luz máxima de la viga

Por lo tanto, se eligió la sección IPE330 (ver Figura 2.19).

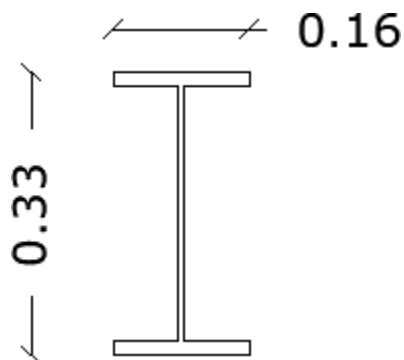


Figura 2.19 Sección de viga principal de acero en el sentido X. [Elaboración propia]

Vigas Eje Y

$$h = \frac{L}{20} = \frac{6\text{ m}}{20} = 30\text{ cm}$$

Por lo tanto, se decidió por usar vigas IPE300 (ver Figura 2.20).

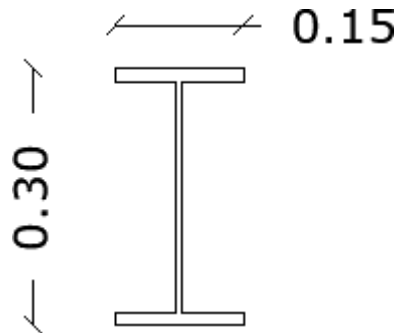


Figura 2.20 Sección de viga principal de acero en el sentido Y. [Elaboración propia]

- **Vigas Secundarias**

Para las vigas secundarias no es necesario que cumplan con los criterios de ductilidad, debido a que no forman parte del sistema sismorresistente. Sin embargo, si debe cumplir con los límites de deflexión estipulados por el IBC 2009 y de esta forma evitar cualquier daño que comprometa la funcionalidad de la estructura. Para predimensionamiento se empleó la siguiente ecuación:

$$h = \frac{L}{28} = \frac{6\text{ m}}{28} = 21\text{ cm}$$

Por lo tanto, se escogió vigas IPE200 (ver Figura 2.21).

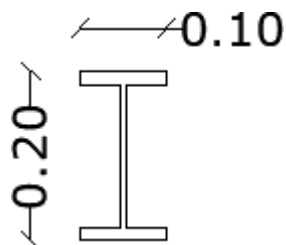


Figura 2.21 Sección de viga secundaria de acero. [Elaboración propia]

- **Columnas**

Todas las columnas conforman el sistema sismorresistente, por lo cual, sus secciones transversales, al igual que las secciones de las vigas principales, deben guardar una adecuada relación ancho/espesor para ser clasificadas como sísmicamente compactas.

Además de ello, deben cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil, por lo que la sección elegida debe poseer una capacidad a momento igual o mayor a las de las vigas principales.

Tomando en consideración las condiciones antes descritas, se seleccionó una columna tipo cajón de 300x300x20 [mm] tal como puede observarse en la Figura 2.22.

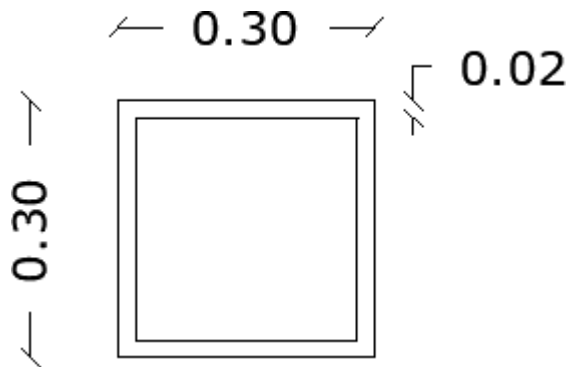


Figura 2.22 Sección de columna metálica. [Elaboración propia]

2.6 Análisis de alternativas

Cuando se plantea la construcción de un proyecto estructural, se lo ejecuta a partir de una necesidad que se busca cubrir, sea cual sea su ocupación a futuro, primero se debe acudir a un estudio de diseño arquitectónico, porque a través de este diseño se plantean las mejores alternativas de: distribución de espacios, accesibilidad, iluminación, etc. Una vez finalizado el análisis de esta fase, se procede al modelamiento y diseño estructural donde se evalúa y selecciona el material más conveniente junto con el mejor sistema estructural con el fin de garantizar un proyecto eficiente, seguro y de bajo costo.

La elección para la mejor alternativa depende del lugar y de las características que rodean al proyecto, porque en función de ello, varían las condiciones del proyecto en el aspecto económico, tiempo de ejecución, disponibilidad de materiales, mantenimiento y mano de obra; en cada uno se debe evaluar cuales son las ventajas y desventajas de los factores indicados.

Para ello, el análisis de alternativas fue realizado a partir de la evaluación de los parámetros mencionados con la finalidad de comparar ambas alternativas y seleccionar aquella que mayores beneficios le proporcione al proyecto.

2.6.1 Parámetros de comparación

i. Costo General

Este es el factor con mayor influencia en la elección de un sistema estructural, si bien es cierto, puede darse situaciones en las que la arquitectura por motivos de su complejidad e irregularidad impide la adopción de un sistema estructural en específico, el diseñador estructural siempre deberá optar por el sistema más económico y seguro.

Las estructuras de acero resultan muy convenientes cuando se requiera salvar grandes claros (desde los 9 o 10 m) y la edificación posea una gran altura. Dado que, en tales situaciones, sería muy beneficioso disminuir en lo mayor posible el peso de la edificación, lo que se traduciría en menos costos para la cimentación, gracias a que son sistemas más livianos que los de hormigón armado.

En ese contexto, teniendo presente que el edificio en estudio apenas tiene como luz máxima entre claros 6,60 m y solamente es de 4 niveles, emplear la alternativa 2, Pórticos resistente a momento de acero estructural, conllevaría a un encarecimiento del proyecto, por tal motivo, la alternativa 1 resulta más ventajosa para esta edificación.

ii. Tiempo de construcción

Sin duda, una de las características más favorables de las estructuras metálicas en comparación con estructuras de hormigón armado, es la velocidad con la que se logra construirlas. La rapidez de construcción radica en la facilidad de montaje y acoplamiento de los elementos estructurales e incluso se tiene la posibilidad de avanzar en la ejecución de la subestructura, mientras al mismo tiempo se está ensamblando la superestructura en el taller, de tal manera que, al terminar los cimientos, inmediatamente se procederá a montar la superestructura.

A través de un cronograma de obra bien elaborado, se estima una reducción del tiempo de construcción de hasta un 40% comparado con los sistemas convencionales (Corsa, 2006). Lo que claramente representa una ventaja en proyectos de elevados presupuestos, donde el inversionista o dueño del proyecto busca recuperar el dinero invertido lo más pronto posible.

iii. Disponibilidad del material

En el caso del acero, los perfiles metálicos, si no existe disponibilidad en la propia localidad o cercanas a esta el costo de transporte de una ciudad más lejana, y esto puede repercutir en un incremento considerable en el porcentaje del costo de los materiales. La empresa DIPAC de Manta puede proveer el material, sin embargo, no cuenta con el servicio incluido de instalarlo por parte de los operarios. En Portoviejo a 45 km de Manta, hay una empresa que provee el material y el instala, pero la lejanía de ambos sectores refleja un costo significativo en el traslado de los materiales. En la Figura 2.23 se muestra la ruta más corta posible para el traslado de los materiales desde DIPAC hasta el área del proyecto.



Figura 2.23 Ruta del área de proyecto hasta DIPAC de Manta. [Fuente: Google Earth]

Esto no sucede con el hormigón, ya que, casi siempre se dispone de los materiales base para la fabricación del hormigón. La Figura 2.24 indica la localización de las sucursales de DISENSA más cercanas para el recorrido desde el terreno de la construcción a estos locales que cuentan con la disposición de los materiales para una estructura de concreto armado.



Figura 2.24 Comparación entre la lejanía de DIPAC respecto a la cercanía de las tiendas DISENSA hasta el área del proyecto. [Fuente: Google Earth]

iv. Mano de Obra

Para la construcción de estructuras metálicas se requiere la contratación de personal con mayor nivel técnico, lo que implica que, según la ciudad prevista para el proyecto la oferta será más o menos reducida, debido a que, en la localidad o sector no se cuenta con todo el personal calificado solicitado, no obstante, si se quiere cumplir con todas las suposiciones y premisas, es necesario traer técnicos de otras ciudades lo cual incrementa el costo de contratación.

En todos los niveles para la construcción de elementos de hormigón armado la mano de obra es altamente disponible, es decir, es muy fácil contar con el personal suficientemente calificado para esta labor técnica, esto se traduce en una gran oferta de mano de obra, lo cual implica una reducción significativa en los costos de contratación este tipo de operarios.

v. Durabilidad y mantenimiento

El acero es un material muy versátil de gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, uniformidad de sus propiedades mecánicas; posee elasticidad, durabilidad, ductilidad que son propiedades bastante cotizadas a diseños estructurales sismorresistentes.

Sin embargo, su gran desventaja es ser propenso a la corrosión; por tal motivo, toda estructura metálica debe poseer un recubrimiento anticorrosivo el mismo que agrega un valor significativo al presupuesto del proyecto; costo que no es necesario en una estructura de hormigón armado.

Otro factor desfavorable para el acero es el costo de la implementación de un sistema de protección contra el fuego, por la razón de que es un material que pierden sus propiedades ante temperaturas elevadas; además, es susceptible a la fatiga y el pandeo cuando éstos son muy esbeltos y en ciertas condiciones puede presentar fracturas frágiles en lugares de concentración de esfuerzos (en la zona de las uniones cuando son áreas empernadas o soldadas), es decir, que la ductilidad del acero puede perderse.

El concreto reforzado como material de construcción se destaca por su resistencia considerable a la compresión por unidad de costo, además posee gran soporte a las acciones del fuego y del agua. Otro aspecto ventajoso es que las estructuras de hormigón reforzado son bastante rígidas, requiere de poco mantenimiento y tiene una larga vida útil, y bajo condiciones apropiadas sigue siendo funcional sin reducción en sus capacidades de carga, debido a que la resistencia del concreto aumenta con el paso de los años. Es el único material económico disponible que se puede colar para una gran variedad de formas arquitectónicas y estructurales.

El punto débil del concreto radica en su baja resistencia a la tensión, lo cual hace que sea necesaria la utilización de refuerzo de acero estructural; además, se requieren cimbras o encofrados para mantener el concreto en posición hasta que se endurezcan lo suficientes. Otra desventaja es la poca resistencia por unidad de peso del hormigón que conduce a que se fabriquen miembros grandes y muy pesados, esto se vuelve muy importante en estructuras que requieren grandes luces, y el gran peso del concreto tiene un fuerte efecto en los momentos flectores. También, hay que considerar que la capacidad portante del suelo es limitada y esto repercute a un mayor costo en las cimentaciones.

2.7 Selección de la alternativa para diseño

La alternativa 1 Pórticos “Resistentes a Momentos de Hormigón Armado” presenta mayores puntos a su favor, y, tomando en consideración lo descrito anteriormente, resulta óptimo que la alternativa 2 “Pórticos Resistentes a Momentos de Acero Estructural” en el aspecto económico.

A continuación, en la Tabla 2.18, se indican los resultados y la descripción del por qué se selecciona la primera alternativa.

Tabla 2.18 Tabulación de los resultados favorables y desfavorables de cada alternativa. [Elaboración propia]

Parámetro	Alternativa 1	Alternativa 2
Aspecto económico	✓	X
Tiempo de construcción	X	✓
Mano de obra	✓	X
Disponibilidad de materiales	✓	X
Mantenimiento	✓	X
Ambiental	X	✓

El aspecto ambiental se lo tratará con mayor detalle en el Capítulo 4.

CAPÍTULO 3

3. DISEÑO DE ALTERNATIVA MÁS ÓPTIMA

3.1 Modelamiento estructural

Tal como se mencionó en la sección de metodología, se utilizó el programa Revit para realizar el modelo inicial de la estructura predimensionada. Este software representa una herramienta muy versátil para cualquier profesional relacionada con el sector de la construcción, puesto que permite la agrupación de todas disciplinas de arquitectura e ingeniería a través de un modelo unificado generado por la tecnología BIM.

El modelado estructural que se llevó a cabo en Revit, abarcó desde la definición de los materiales hasta el dibujo del acero de refuerzo de cada uno de los componentes de la estructura. No obstante, antes de modelar el acero de refuerzo, primero se tuvo que haber efectuado un análisis estructural para determinar los desplazamientos y fuerzas internas de cada elemento y con esos resultados realizar el diseño del reforzamiento.

3.1.1 Definición de materiales y elementos estructurales

El primer paso de un modelar una estructura consiste en definir los materiales a emplear para cada uno de sus componentes. Para este caso, se requirió definir tanto para la superestructura como para la subestructura hormigones de una resistencia de 280 kg/cm^2 y 350 kg/cm^2 respectivamente como puede observarse en la Figura 3.1.

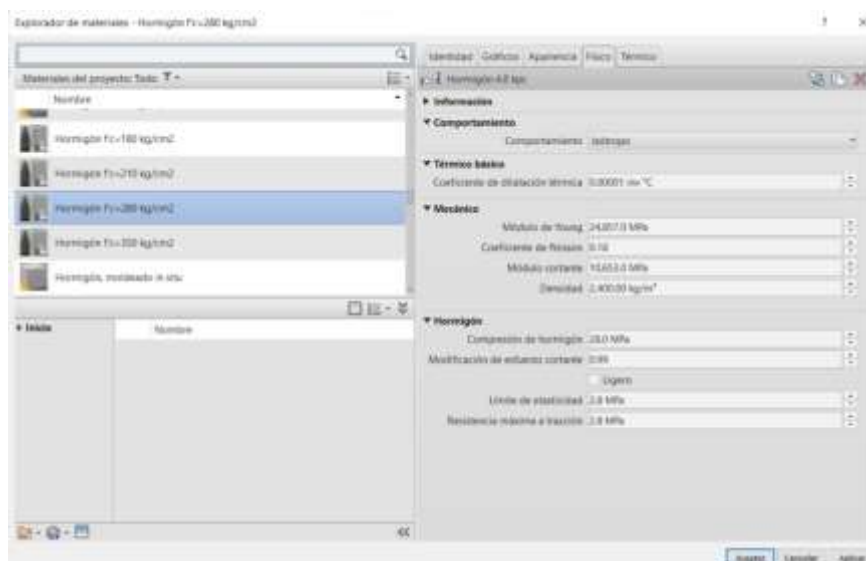


Figura 3.1 Definición de materiales en Revit. [Elaboración propia]

Una de las grandes ventajas de Revit es que posee una amplia librería de objetos estructurales, ya sean elementos de hormigón o perfiles metálicos e incluso objetos prefabricados, además de que brinda la opción de “Crear familias” lo que permite modelar cualquier elemento estructural que no se encuentren dentro de sus galerías.

Dado que ya se cuenta precargadas secciones rectangulares para columnas y vigas, no fue necesario crear los objetos desde cero. Sólo se requirió definir su material estructural, propiedades geométricas y recubrimiento. En la Figura 3.2 y Figura 3.3 se evidencia la creación en el modelo BIM de la columna y viga principal del primer y segundo piso del edificio.

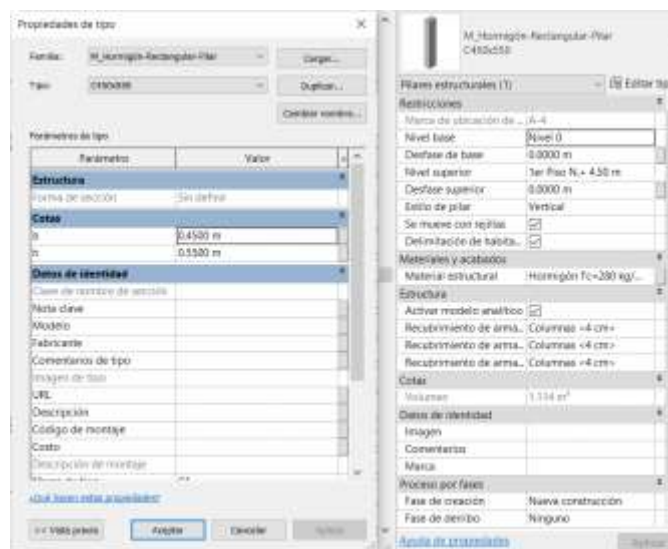


Figura 3.2 Definición de las propiedades de una columna en Revit. [Elaboración propia]

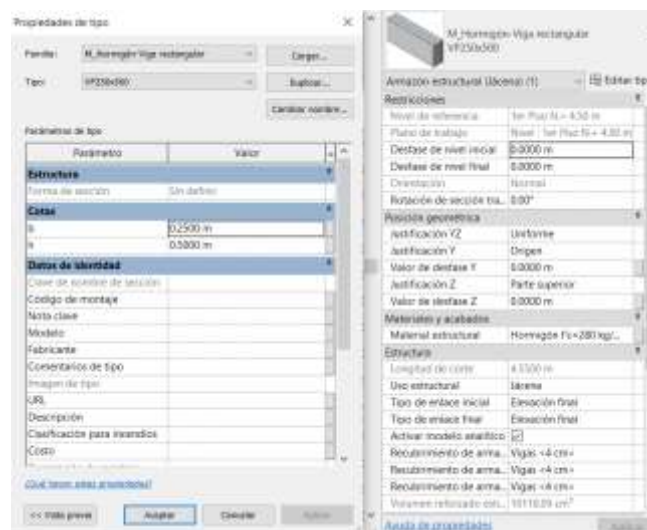


Figura 3.3 Definición de las propiedades de una viga en Revit. [Elaboración propia]

Dentro de la amplia gama de objetos que ofrece las librerías del programa no se encuentra la opción de una losa aligerada en dos direcciones, por ende, al ser muy complicado crear una nueva familia de ese tipo de elemento, fue preferible modelar la losa por partes, es decir, una donde se defina la sección de la capa de compresión con su espesor típico de 50 mm y que en el programa fue nombrada como “Loseta”, ver Figura 3.4 y otra donde se define los nervios denominados como “Nervio”, ver Figura 3.5, los cuales se modeló como vigas respetando la separación de 400 mm entre cada uno.

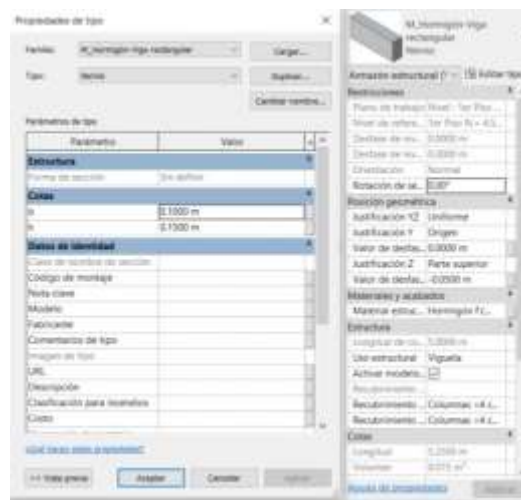


Figura 3.4 Definición los nervios de la losa aligerada en Revit [elaboración propia]

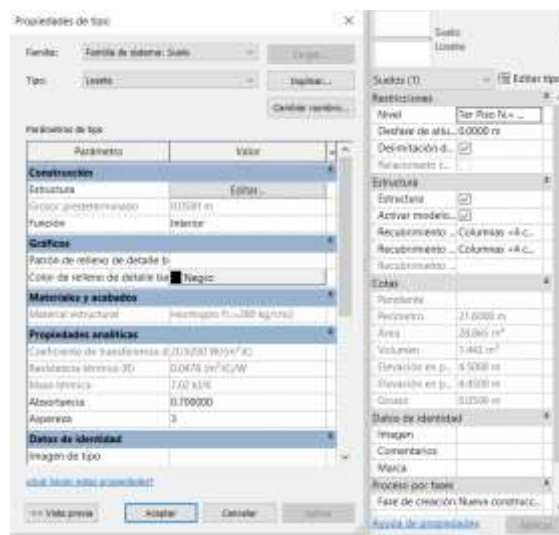


Figura 3.5 Definición de la capa de compresión de la losa aligerada en Revit. [Elaboración propia]

Ya terminada la modelación, se exportó el archivo a ETABS a través de la herramienta CSixRevit. Esta herramienta permite la transferencia de información de Revit a ETABS y viceversa, sin embargo, no viene por defecto al instalar los programas, sino que, al ser un complemento, tiene que ser instalada aparte. El modelo inicial realizado en Revit así como el modelo matemático en Etabs se visualizan en la Figura 3.6.

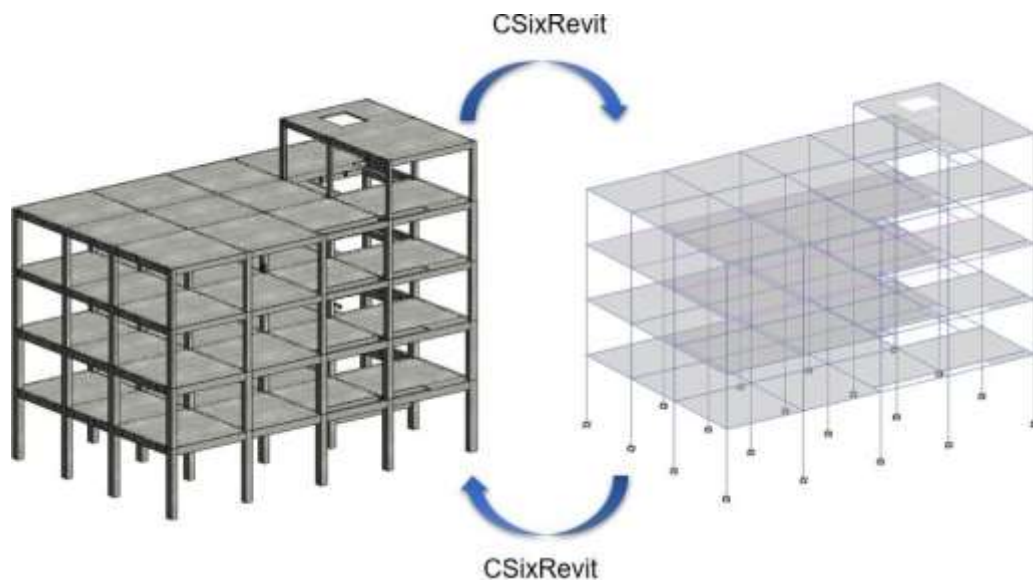


Figura 3.6 Interoperabilidad entre Revit y Etabs. [Elaboración propia]

3.1.2 Asignación de cargas gravitacionales.

En el modelo de Etabs se realizó la creación y asignación de las cargas gravitacionales, las cuales fueron agrupadas de acuerdo al nivel de la edificación, ya que típicamente se establecen los mismos valores de cargas para todos los pisos, excepto para el último piso, donde dependiendo del uso que se le vaya a dar al piso, puede que las cargas aumente o disminuyan.

Los valores de las cargas tanto muertas como vivas fueron determinados en el predimensionamiento de los elementos estructurales y se encuentran en la Tabla 2.11 y Tabla 2.12. A continuación, en la Figura 3.7 y Figura 3.8, se muestran la definición de los conjuntos de cargas que se les asignó a cada niveles de la edificación según corresponda.

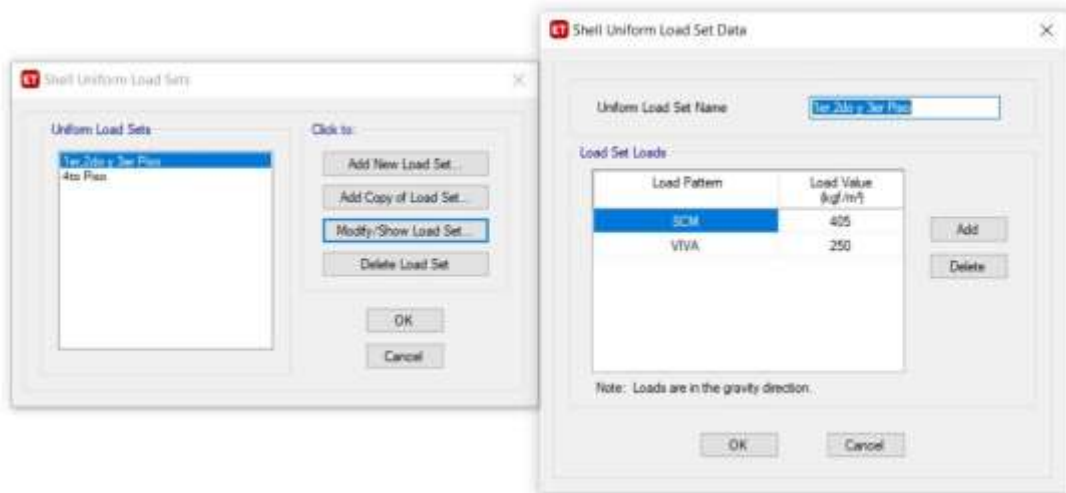


Figura 3.7. Definición de las cargas gravitacionales para el 1er, 2do y 3er piso. [Elaboración propia]

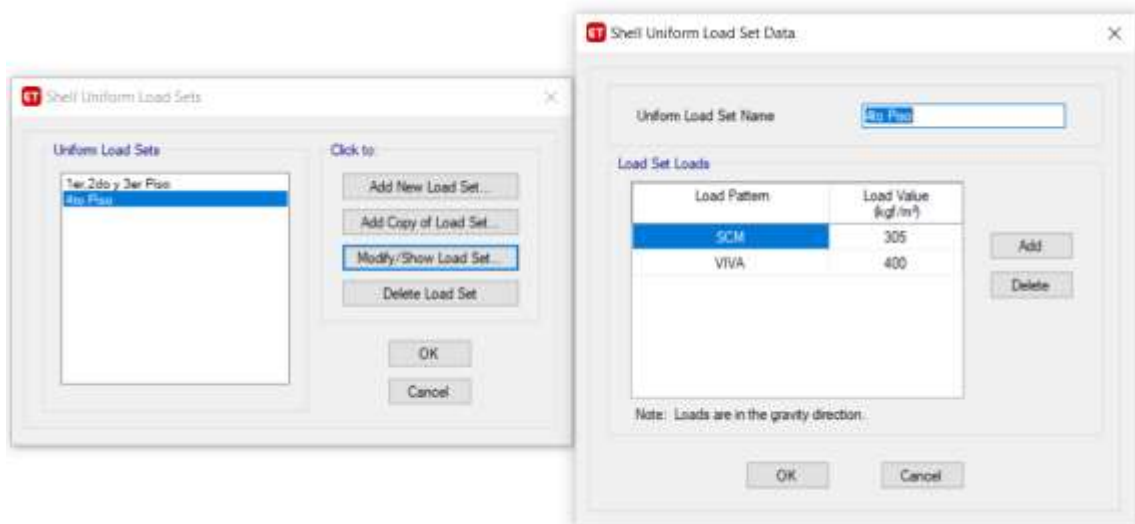


Figura 3.8. Definición de las cargas gravitacionales para el 4to piso. [Elaboración propia]

3.1.3 Definición de inercias agrietadas.

El hormigón puede presentar la aparición de fisuras desde su endurecimiento, ya sea por pérdida de humedad, cambios de temperatura o cualquier otro factor que intervengan durante su proceso de elaboración. Con el transcurso del tiempo, las grietas irán aumentando, más aún cuando los elementos se encuentran sometidos a esfuerzos de flexión. Como consecuencia del agrietamiento del hormigón, la rigidez de la sección se ve mermada, por lo tanto, la NEC en función de contemplar tal condición, propone factores de reducción para las inercias de los elementos según su sea su tipo. En las Figura 3.9 y Figura 3.10 se muestra los factores de inercias agrietadas considerados para las columnas y vigas, respectivamente

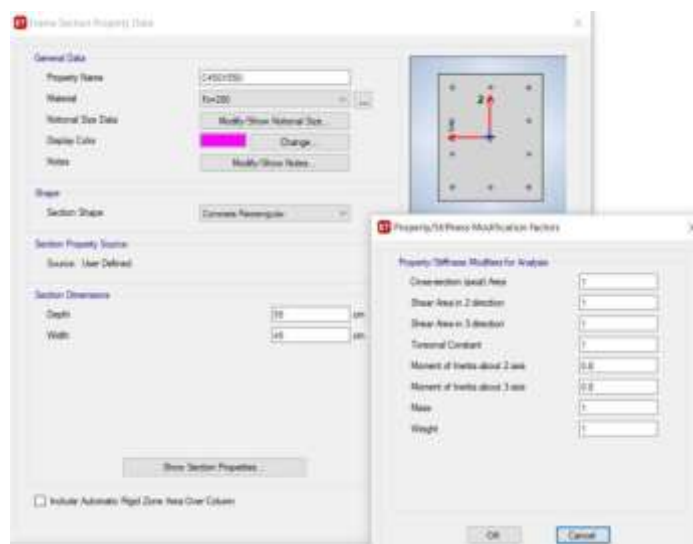


Figura 3.9 Definición de inercias agrietadas para columnas en Etabs. [Elaboración propia]

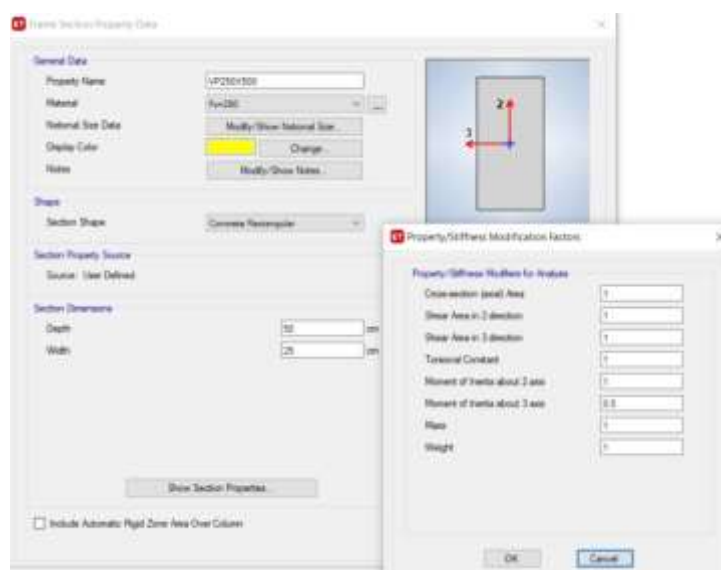


Figura 3.10 Definición de inercias agrietadas para vigas en Etabs. [Elaboración propia]

3.1.4 Asignación de diafragmas.

Además de las cargas gravitacionales, también actuarán las fuerzas horizontales provenientes de un sismo. La distribución de estas fuerzas sísmicas hacia los elementos verticales dependerá de la rigidez del diafragma del sistema de piso de la estructura. Las grandes aberturas en las losas o cuando la relación largo/ancho de la estructura son considerables, pueden ocasionar gran flexibilidad en el diafragma, en esas ocasiones ya no sería recomendable idealizarlo como un diafragma rígido.

No obstante, para esta edificación al tener una configuración regular en planta y un bajo porcentaje de áreas de aberturas con respecto al área total del piso, se acepta considerar que el sistema de piso se comportará como un diafragma rígido. En la Figura 3.11 se presenta la asignación del diafragma rígido para cada nivel del modelo estructural realizado en Etabs.

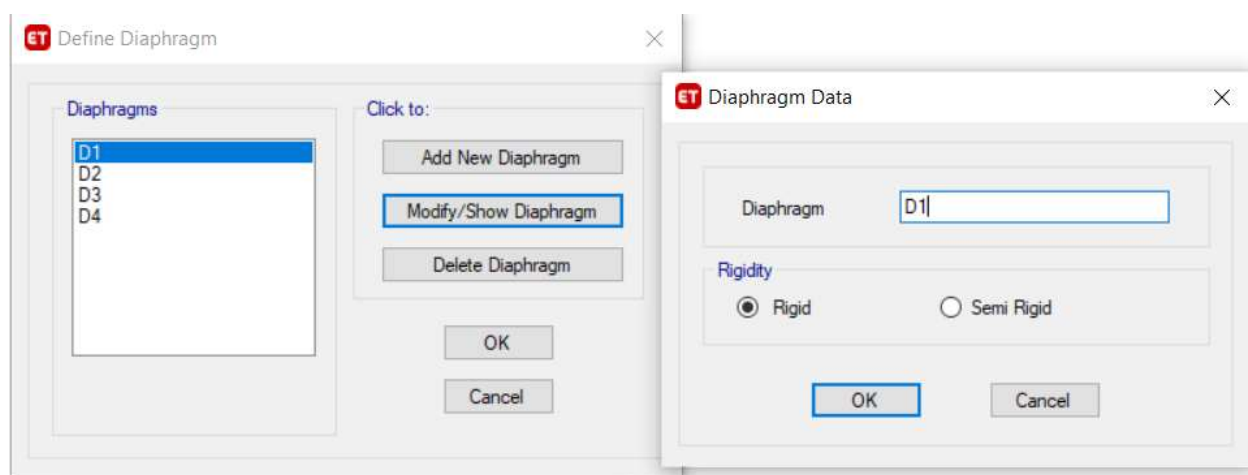


Figura 3.11 Definición del diafragma rígido en Etabs. [Elaboración propia]

3.1.5 Definición de brazos rígidos.

En un modelado estructural, la zona de intersección entre columnas y vigas se la conoce como brazo rígido y en Etabs se tiene la posibilidad de fijar un factor de rigidez en situaciones que el usuario no desee considerar como si dicha intersección sea infinitamente rígida. Si bien no hay un valor establecido del factor de rigidez, conservadoramente puede tomarse igual a 0.5 (Figura 3.12).

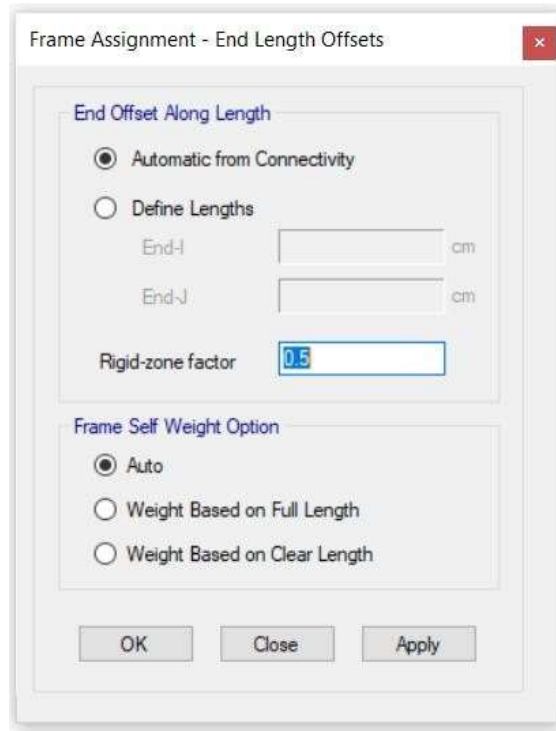


Figura 3.12 Definición de brazos rígidos en Etabs. [Elaboración propia]

3.2 Análisis Sísmico de Fuerzas Equivalentes

Para llevar a cabo el análisis sísmico de fuerzas equivalentes, es necesario determinar el cortante basal que deberá soportar la estructura. La NEC describe el procedimiento a seguir para obtenerlo, el cual también ha sido descrito en el Capítulo 2. Por ende, sólo se presentan los valores obtenidos de cada uno de los parámetros requeridos para su obtención y no se entrará en mayor detalle en ese sentido.

3.2.1 Factor de importancia

Como la ocupación del edificio es para oficinas y departamentos se la puede considerar dentro de la categoría I, por lo que tendrá un factor de importancia de:

$$I = 1$$

3.2.2 Factor de reducción de resistencia sísmica

El sistema estructural optado para la edificación son los pórticos resistentes a momentos de hormigón armado con vigas descolgadas por lo cual le corresponde un factor de 8 según la tabla 2.7.

$$R = 8$$

3.2.3 Coeficientes de irregularidades

Desde el inicio, se planteó una estructuración lo más regular posible, con todos sus ejes estructurales paralelos entre sí y evitando grandes discontinuidades de piso, por lo cual solamente se situaron vacíos en la losa para escaleras, ascensores y ductos de ventilación y que no representan más del 50% del área total de piso. Así mismo, en la forma del edificio no se contempla esquinas entrantes, por lo que se descarta que se presenta dicha irregularidad. En altura también se tiene una estructura regular, debido a que no varía la geometría ni las distribuciones de masa por piso.

$$\phi_P = \phi_E = 1$$

3.2.4 Pseudo-aceleración espectral

La edificación se situará en la ciudad de Manta, provincia de Manabí, la cual se encuentra ubicada en la zona de más alto peligro sísmico del Ecuador, la zona VI, por ende, le corresponde un factor Z de 0.5. Además, de acuerdo al estudio de suelos, el terreno posee un tipo de suelo D. Con el factor Z y el tipo de suelo ya definidos como se indican en la Tabla 3.1, se determinó los coeficientes del perfil de suelo F_a , F_d y F_s empleando la Tabla 2.3.

Tabla 3.1 Coeficiente Z y coeficientes del perfil de suelo. [Elaboración propia]

Z	0.5
Tipo de Suelo	D
F_a	1.12
F_d	1.11
F_s	1.4

Como se mencionó anteriormente, el proyecto se ejecutará en la provincia de Manabí, por lo que la relación de amplificación espectral es para provincias de la Costa. Con todos estos parámetros obtenidos, que se presentan en la Tabla 3.2, se procedió a construir el gráfico del espectro de aceleraciones (Figura 3.13) que relaciona el período de vibración con la pseudo-aceleración espectral.

Tabla 3.2 Parámetros para la obtención del espectro de aceleraciones. [Elaboración propia]

n	1.8
T_o	0.138
T_c	0.763

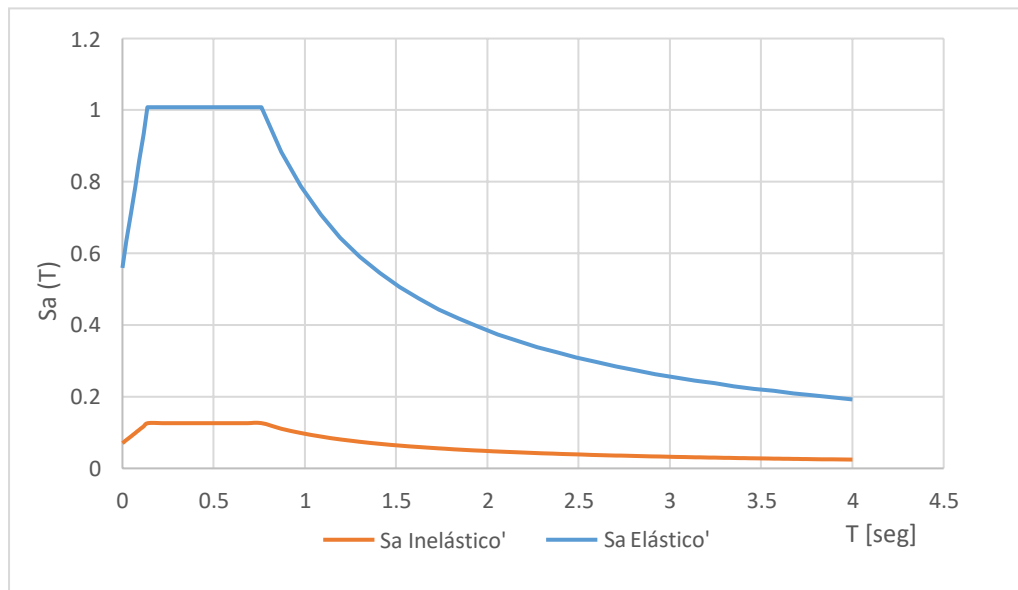


Figura 3.13 Espectro de respuesta elástico e inelástico de aceleraciones.
[Elaboración propia]

A partir del gráfico del espectro de aceleraciones, Figura 3.13, se obtuvo el valor de la aceleración espectral S_a en cada dirección horizontal de la estructura (ver **¡Error! La autoreferencia al marcador no es válida.**) según los períodos determinados por medio de un análisis modal. Por tanto, al tratarse de período fundamentales, deben representar los primeros dos modos de vibración, puesto que, generalmente, en aquellos se involucra la mayor masa de la estructura.

Tabla 3.3 Período y aceleración espectral. [Elaboración propia]

	Período Fundamental (T_a)	Aceleración espectral (S_a)
Dirección X-X'	1.14	0.681
Dirección Y-Y'	1.03	0.728

3.2.5 Peso sísmico

Por lo general, el peso sísmico de una edificación es definido como el 100% de la carga muerta más la adición de una fracción de la carga viva, dado que, al ser considerada como una carga variable con respecto al tiempo, resultaría poco probable que actúe en su totalidad al mismo instante que acontece un evento sísmico.

El porcentaje de carga viva que debe ser tomado en cuenta puede variar de un reglamento a otro, por ejemplo, la NEC menciona que sólo tiene que considerarse un 25% de la carga viva en caso que la estructura funcione como bodega o sitios de almacenaje. En vista que el edificio de este proyecto es destinado para uso residencial y de oficinas, el peso sísmico es únicamente el total de la carga muerta impuesta.

En la Tabla 3.4 se presenta los valores de carga muerta, donde ya se incluye el peso propio de los elementos, para cada piso de la estructura. La sumatoria de estas cargas por piso representa el peso sísmico de la edificación.

Tabla 3.4 Cuantificación del peso sísmico. [Elaboración propia]

Piso	Carga muerta (Ton)
Terraza	269.61
3ro	304.67
2do	327.85
1ero	336.33
Total	1238.45

3.2.6 Cortante Basal

La fuerza sísmica o cortante basal en ambas direcciones horizontales fue determinado empleando los valores obtenidos del factor de importancia (I), la aceleración espectral (S_a), el factor de reducción (R), los coeficientes de irregularidades (Φ_E , Φ_P) y el peso sísmico (W).

$$V_{est} = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \cdot \phi_E} \cdot W \quad (3.1)$$

En la dirección del eje X:

$$V_{est} = \frac{1 \cdot 0.681}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1238.45 = 105.40 \text{ Ton}$$

En la dirección del eje Y:

$$V_{est} = \frac{1 \cdot 0.728}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 1238.45 = 112.70 \text{ Ton}$$

3.3 Análisis Modal-Espectral

Para el análisis modal solamente se consideró 3 modos (traslacional en X, Y y rotacional en Z) por piso, dado que el por la configuración de las plantas, pocas aberturas y relación largo/ancho menor a dos, el sistema de piso fue idealizado como un diafragma rígido. En la Figura 3.14 se muestra como fue definido el análisis modal en el software Etabs.

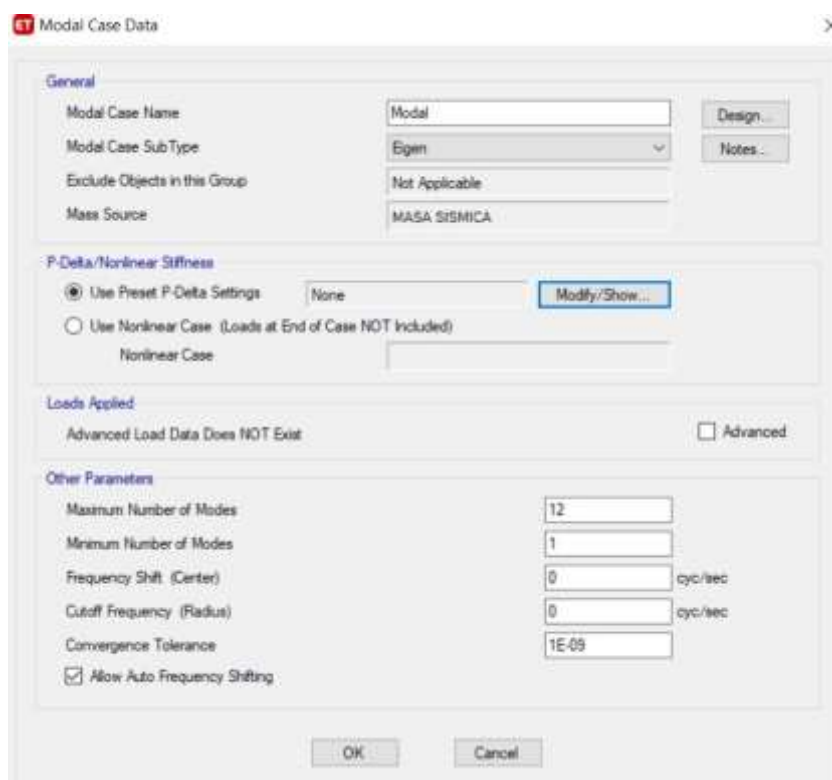


Figura 3.14. Definición del caso modal en Etabs. [Elaboración propia]

En la Tabla 3.5 se evidencia los períodos y la sumatoria de masas participativas de cada modo de vibración de la estructura. En ambas direcciones horizontales consideradas, se obtuvo el 100% de la masa participativa, con lo cual se cumplió con lo mínimo establecido por la NEC de alcanzar al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 3.5 Períodos y masas participativas. [Elaboración propia]

Modo	Período (seg)	Σ Masa X	Σ Masa Y	Σ Masa RZ
1	1.14	79.8%	0.0%	0.1%
2	1.03	79.8%	80.4%	0.9%
3	0.91	79.9%	81.2%	80.8%
4	0.40	94.4%	81.2%	80.9%
5	0.34	94.4%	94.1%	81.1%
6	0.31	94.4%	94.3%	94.4%
7	0.20	97.9%	94.3%	94.4%
8	0.17	97.9%	98.0%	94.5%
9	0.16	97.9%	98.0%	98.0%
10	0.12	100.0%	98.0%	98.0%
11	0.11	100.0%	100.0%	98.1%
12	0.10	100.0%	100.0%	100.0%

Al igual que con el análisis modal, se definió la fuerza sísmica dinámica en el software Etabs a partir del espectro de respuesta inelástico que previamente ya fue ingresado en el programa tal como puede apreciarse en la Figura 3.15 y Figura 3.16. Con la acción sismo-dinámica ya definida, fue posible realizar el análisis de la estructura y así determinar el cortante basal.

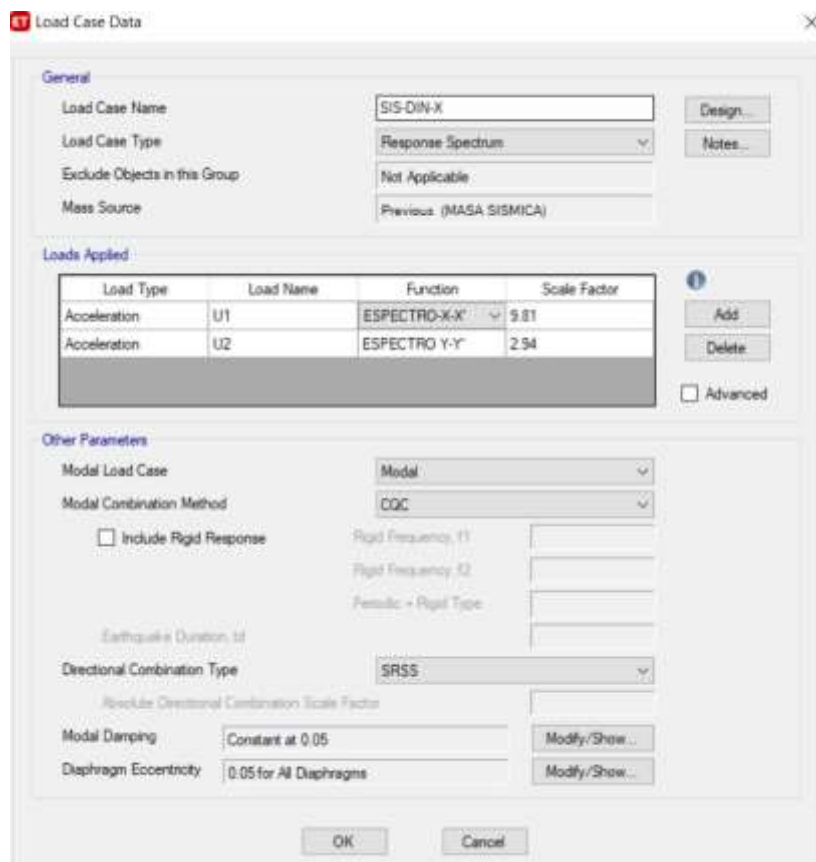


Figura 3.15. Definición de la fuerza sísmica en dirección del eje X. [Elaboración propia]

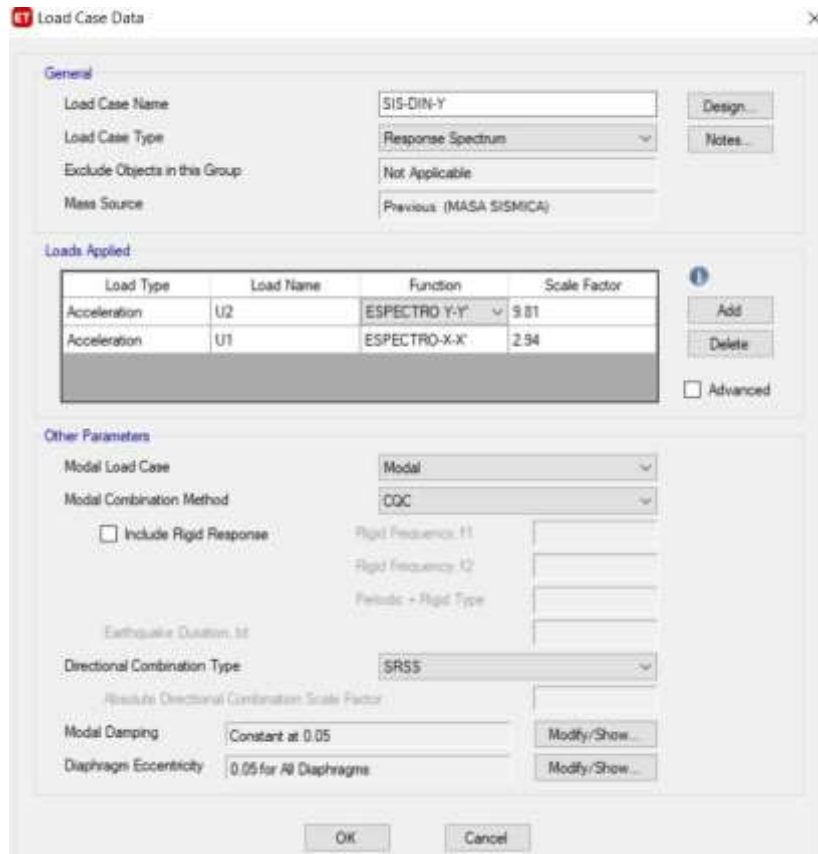


Figura 3.16. Definición de la fuerza sísmica en dirección del eje Y. [Elaboración propia]

A continuación, en la Tabla 3.6 se presenta los resultados obtenidos de las fuerzas sismo-dinámicas.

Tabla 3.6. Fuerzas sismo- dinámicas. [Elaboración propia]

Fuerza	V _x (Ton)	V _y (Ton)
SIS-DIN-X	83.55	27.80
SIS-DIN-Y	25.10	92.63

Por último, una vez que se obtuvo el cortante dinámico, se aseguró que no requiera realizarle ningún ajuste al no cumplir con lo estipulado por la NEC. Al tratarse de una estructura regular, el cortante determinado por un análisis dinámico, debe ser al menos el 80% del cortante calculado por medio de un análisis estático.

$$V_{din} \geq 0.8 \cdot V_{est} \quad (3.2)$$

En la dirección del eje X:

$$85.55 \text{ Ton} \geq 0.8 \cdot 105.40 \text{ Ton}$$

$$85.55 \text{ Ton} \geq 84.32 \text{ Ton} \therefore \text{Si cumple}$$

En la dirección del eje Y:

$$85.55 \text{ Ton} \geq 0.8 \cdot 112.70 \text{ Ton}$$

$$92.63 \text{ Ton} \geq 90.16 \text{ Ton} \therefore \text{Si cumple}$$

3.4 Verificación de irregularidades

Para esta edificación, solamente se comprobó la irregularidad torsional, ya que, por la forma de la configuración estructural concebida, no se es necesario verificar las demás irregularidades.

La torsión ocurre cuando existe una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura. Por ello, siempre es aconsejable configurar la estructura lo más simétrica posible y así no recurrir a elevadas excentricidades que afecten el desempeño de la estructura durante un sismo.

La NEC-2015 estipula que las estructuras presentan irregularidad torsional cuando la máxima deriva de piso calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio con respecto al mismo eje de referencia. Tal condición fue verificada y sus resultados se muestran en la Tabla 3.7 y Tabla 3.8.

Tabla 3.7. Verificación de la irregularidad torsional en el sentido X. [Elaboración propia]

Irregularidad Torsional X-X'				
Piso	δ_{\max} (mm)	δ_{prom} (mm)	$\delta_{\max} / \delta_{\text{prom}}$	$(\delta_{\max} / \delta_{\text{prom}}) < 1.2$
4	39.73	38.33	1.036	Si cumple
3	30.79	29.70	1.037	Si cumple
2	18.68	18.03	1.036	Si cumple
1	8.62	8.32	1.036	Si cumple

Tabla 3.8. Verificación de la irregularidad torsional en el sentido Y. [Elaboración propia]

Irregularidad Torsional Y-Y'				
Piso	δ_{\max} (mm)	δ_{prom} (mm)	$\delta_{\max}/\delta_{\text{prom}}$	$(\delta_{\max}/\delta_{\text{prom}}) < 1.2$
4	9.89	9.01	1.098	Si cumple
3	9.36	8.53	1.097	Si cumple
2	8.25	7.53	1.094	Si cumple
1	5.46	5.06	1.078	Si cumple

3.5 Verificación los efectos P-delta

Los efectos P-delta representan esfuerzos adicionales en los elementos verticales como resultado de momentos de segundos orden que se originan por las cargas verticales y la deformación que éstos experimentan ante acciones laterales. Tales efectos no son considerados en un análisis de primer orden, el cual es el que se lo realiza habitualmente.

Por lo tanto, la NEC 2015 establece un índice de estabilidad que considera los efectos de las cargas de gravedad sobre la rigidez lateral de edificios, de tal manera que, si no cumple con el límite máximo para dicho índice, los efectos P-delta deben ser contemplados a través de un factor de mayoración que debe ser aplicado tanto en las fuerzas internas de los elementos como en las derivas.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (3.3)$$

Los efectos P-delta no deben ser considerados si $Q_i < 0.1$. Por el contrario, si $0.1 \leq Q_i < 0.3$ debe aplicarse el siguiente factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (3.4)$$

Los valores obtenidos del índice de estabilidad (Q_i) se presentan en la Tabla 3.9 para el sentido X de la edificación y en la Tabla 3.10 en la dirección Y. Como puede observarse, todos los valores son menores a 0.1, por tal razón, puede asegurarse que los efectos P-Delta no tienen influencia en el comportamiento de la estructura y no es necesario que se aplique el factor de mayoración.

Tabla 3.9 Análisis de efecto P-Delta en dirección al eje X. [Elaboración propia]

Con respecto al eje X-X'								
Piso	Carga muerta (Ton)	P _i (Ton)	V _i (Ton)	Δ _i (mm)	h _i (m)	Q _i	Observación	f _{P-Δ}
4	268.97	268.97	41.29	9.434	3.78	0.0163	No considerar efectos P-Delta	No aplica
3	303.87	572.83	73.88	12.426	3.78	0.0255	No considerar efectos P-Delta	No aplica
2	326.67	899.50	95.24	10.095	3.78	0.0252	No considerar efectos P-Delta	No aplica
1	335.54	1235.04	105.09	8.625	4.50	0.0225	No considerar efectos P-Delta	No aplica

Tabla 3.10. Análisis de efecto P-Delta en dirección al eje Y. [Elaboración propia]

Con respecto al eje Y-Y'								
Piso	Carga muerta (Ton)	P _i (Ton)	V _i (Ton)	Δ _i (mm)	h _i (m)	Q _i	Observación	f _{P-Δ}
4	268.97	268.97	41.29	8.401	3.78	0.0145	No considerar efectos P-Delta	No aplica
3	303.87	572.83	73.88	12.052	3.78	0.0247	No considerar efectos P-Delta	No aplica
2	326.67	899.50	95.24	11.041	3.78	0.0276	No considerar efectos P-Delta	No aplica
1	335.54	1235.04	105.09	8.948	4.50	0.0234	No considerar efectos P-Delta	No aplica

3.6 Control de derivas

Ante un evento sísmico, las edificaciones desarrollarán distintos niveles de daños en función de los desplazamientos que éstas experimenten, pudiendo poner en peligro la seguridad de la estructura y la de sus ocupantes. Por tal motivo, las normativas establecen límites para evitar que las construcciones se expongan a elevados niveles de daños que impliquen elevados costos de reparación o peor aún, que conduzcan a su colapso.

Comúnmente, se asocia los desplazamientos en función de la altura de piso (derivas) y los cuales deben ser inelásticos, dado que se espera que durante un sismo la estructura disipe energía. En la Tabla 3.11 se muestra el límite máximo que establece la NEC para las derivas inelásticas de acuerdo al tipo de estructura que se emplee.

Tabla 3.11 Deriva máxima según la NEC-2015. [Elaboración propia]

Estructuras de:	Δ_{MAX}
Hormigón armado, acero y de madera	0.02
Mampostería	0.01

Etabs proporciona los valores de las derivas elásticas, por ende, se tuvo que calcular las derivas inelásticas conforme a lo sugerido por la NEC, es decir, multiplicándolas por el 75% del factor R:

$$\Delta_{inelástica} = 0.75 * R * \Delta_{elástica} \quad (3.5)$$

Se procedió a determinar las derivas máximas inelásticas de piso y comprobar con el límite máximo del 2% que especifica la NEC. Cabe indicar que se obtuvo una deriva máxima en el sentido Y de 2.06 % en el tercer piso, es decir, mayor al límite establecido. Por lo cual, con la finalidad de rigidizar la estructura, se procedió a aumentar 5 cm la altura de las vigas de los pisos tres y cuatro, pero solamente en el sentido Y, dado que en el otro sentido si cumplían las derivas.

Con los cambios realizadas, se volvió a realizar el análisis obteniéndose las derivas elásticas de ambas fuerzas sísmicas como puede visualizarse en la Figura 3.17 y Figura 3.18.

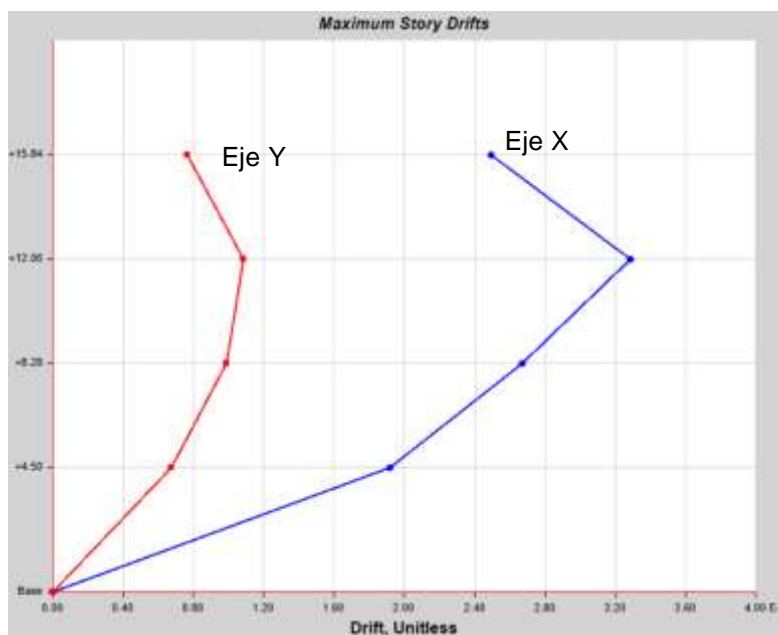


Figura 3.17 Derivas elásticas para el sismo en dirección del eje X. [Elaboración propia]

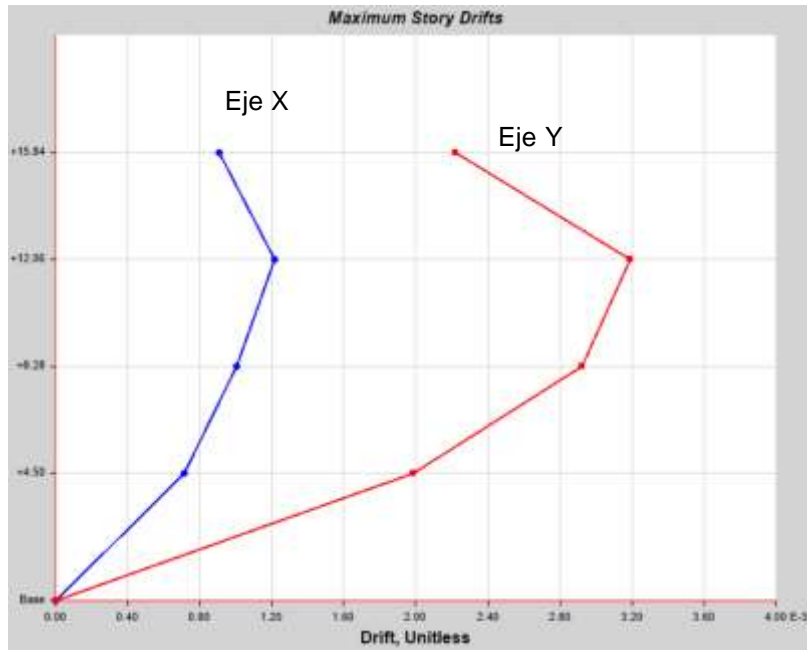


Figura 3.18 Derivas elásticas para el sismo en dirección del eje Y. [Elaboración propia]

La Tabla 3.12 y Tabla 3.13 muestran el cálculo de las derivas inelásticas y la verificación con el límite máximo permitido para ambos ejes de la estructura.

Tabla 3.12 Control de derivas en la dirección del eje X. [Elaboración propia]

Con respecto al eje X-X'					
Piso	R	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva Max NEC	Verificación
+15.84 m	8	0.00250	0.0150	0.02	Si cumple
+12.06 m	8	0.00329	0.0197	0.02	Si cumple
+8.28 m	8	0.00267	0.0160	0.02	Si cumple
+4.50 m	8	0.00192	0.0115	0.02	Si cumple

Tabla 3.13 Control de derivas en la dirección del eje Y. [Elaboración propia]

Con respecto al eje Y-Y'					
Piso	R	Deriva elástica	Deriva inelástica	Deriva Max NEC	Verificación
+15.84 m	8	0.0022	0.0133	0.02	Si cumple
+12.06 m	8	0.00319	0.0191	0.02	Si cumple
+8.28 m	8	0.00292	0.0175	0.02	Si cumple
+4.50 m	8	0.00199	0.0119	0.02	Si cumple

3.7 Diseño de losa

El tipo de losa elegido para esta edificación es la losa aligerada en dos direcciones. La misma fue diseñada de acuerdo al método de los coeficientes planteado en el código ACI en 1963. Si bien es cierto, en los códigos actuales del ACI ya no contemplan dicho método, por el contrario, definen otros métodos, su uso es permitido, puesto que el mismo código se establece que un sistema de losa puede diseñarse utilizando cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y de compatibilidad geométrica, siempre y cuando se demuestre que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida, y que se cumplen los requisitos de funcionalidad.

Básicamente, el método de coeficientes consiste en determinar el momento actuante en la losa a través de la siguiente ecuación:

$$M = C * w_u * S^2 \quad (3.6)$$

Donde w es la carga última en por m^2 , S es el lado menor del vano y C es el coeficientes de momentos obtenido a partir de las condiciones de borde del vano (ver Tabla 3.14) y la relación entre el lado menor y lado mayor (coeficiente m).

Tabla 3.14 Tipo de casos para las condiciones de bordes en losas. [Elaboración propia]

Caso 1	Vanos Interiores
Caso 2	Un Borde Discontinuo
Caso 3	Dos Bordes Discontinuos
Caso 4	Tres Bordes Discontinuos
Caso 5	Cuatro Bordes Discontinuos

3.7.1 Cálculo del acero superior

El acero superior es determinado a partir del momento negativo que deberá soportar la losa. Por ello, se indican en la Figura 3.19 los valores obtenidos del coeficiente m que permitirán determinar los coeficientes de momentos C . Cada recuadro representa un vano de losa, donde se detalla el valor de m calculado y a qué tipo de caso corresponde según sus condiciones de borde.

En el extremo izquierdo de la se Figura 3.19 especifica las longitudes de cada vano en dirección vertical (eje Y), mientras que en la parte superior se especifica las longitudes en dirección horizontal (eje X).

	5.95 m	5.95 m	5.275 m	6.60 m
5.1 m	CASO 3 0.9	CASO 2 0.9	CASO 2 1.0	CASO 3 0.8
4.9 m	CASO 2 0.8	CASO 1 0.8	CASO 1 0.9	CASO 2 0.7
6.00 m	CASO 3 1.0	CASO 2 1.0	CASO 2 0.9	CASO 3 0.9

Figura 3.19 Valores del coeficiente m para cada vano de losa. [Elaboración propia]

Con los valores m calculados, se procedió a determinar el coeficiente C para cada vano. Estos coeficientes se los extrae de la Tabla 3.15.

Tabla 3.15 Coeficiente C para momentos negativos. [Elaboración propia]

Negativos	Lado Corto						Lado Largo
	m						
	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	m
CASO 1	0.033	0.04	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
CASO 2	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
CASO 3	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.09	0.049
CASO 4	0.058	0.066	0.074	0.082	0.09	0.098	0.058
CASO 5	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033

En la Figura 3.20, se evidencia los valores del coeficiente C que le corresponde a cada vano de losa.

C=0.057	C=0.048	C=0.041	C=0.064
C=0.055	C=0.048	C=0.04	C=0.062
C=0.049	C=0.041	C=0.048	C=0.057

Figura 3.20 Valores del coeficiente C para cada vano de losa. [Elaboración propia]

La carga última que deberá soportar la losa es el resultado de combinar las cargas muertas y vivas que ya fueron definidas en la Tabla 2.13. Las combinaciones de cargas están establecidas en la NEC-SE-CG y en vista que sólo se trabaja con cargas gravitacionales, las únicas combinaciones que aplican son las siguientes:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L$

Entre las dos combinaciones descritas, claramente la combinación 2 predominará al no existir una gran diferencia entre la carga muerta y carga viva. Por lo tanto, la carga última para la losa es:

$$w_u = 1.2 \left(655 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \left(250 \frac{kg}{m^2} \right) = 1186 \frac{kg}{m^2}$$

Una vez obtenidos los coeficientes C, la carga última y teniendo en cuenta que S representa el lado menor del vano de losa, se determinó los momentos en cada vano tal y como se puede apreciar en la Figura 3.21. Los valores están expresados en [kg m/m].

1758.3	1480.7	1264.8	1974.3
1566.2	1366.8	1139.0	1765.5
2057.4	1721.5	1584.1	2433.7

Figura 3.21. Momentos últimos para cada vano de losa. [Elaboración propia]

$$M_{max} = 2433.7 \text{ kg} * \frac{m}{m}$$

Para evitar posibles errores en obra y facilitar la construcción de la losa, se recomienda uniformizar el acero, es decir, colocar la misma cantidad de refuerzo para cada vano, por ende sólo se diseñó con el momento máximo ($M_{max}=2433.7$ [kg. m/m]). El acero requerido en la parte superior de la losa es:

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot k \cdot d \cdot fy}} \right) \quad (3.7)$$

$$k = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{fy} = \frac{0.85 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 17.4}{4200} = 98.60 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_s = 98.60 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2433.7}{0.9 \cdot 98.60 \cdot 17.4 \cdot 4200}} \right) = 3.70 \frac{cm^2}{m}$$

Siempre el refuerzo requerido por las solicitaciones de cargas impuestas debe ser mayor o igual al refuerzo mínimo estipulado por los códigos y que su cálculo difiere para cada elemento estructural. Para losas el refuerzo mínimo es:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot A_g \quad (3.8)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 500$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \quad \therefore \text{Si cumple.}$$

Para este tipo de losas, lo típico es usar varillas con diámetro de 10-14 [mm]. En esta ocasión, se optó por usar varillas de 12 [mm]. Al ser una losa aligerada, el ancho tributario que le corresponde es 50 cm, con lo cual el acero requerido en cm^2 es:

$$A_s = 3.70 \cdot 0.5 = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\phi} = \frac{\pi \cdot 1.2^2}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\#varillas = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 1.64 \text{ u} \therefore 2\phi 12 \text{ mm}$$

Finalmente, se obtuvo el acero requerido por retracción y temperatura con la finalidad de evitar posibles fisuras y grietas que comprometan la funcionalidad de la estructura.

$$A_{s \text{ temp}} = A_{s \text{ min}} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, es suficiente con emplear una malla electrosoldada de $\phi 5$ [mm] cada 150 [mm].

3.7.2 Cálculo del acero inferior

La determinación del acero inferior sigue el mismo procedimiento empleado para calcular el acero superior, con la única diferencia que los coeficiente C deben ser obtenidos a través de la Tabla 3.16.

Tabla 3.16. Coeficiente C para momentos positivos. [Elaboración propia]

Positivos	Lado Corto						Lado Largo
	m						
	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	m
CASO 1	0.025	0.03	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
CASO 2	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
CASO 3	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.067	0.037
CASO 4	0.044	0.05	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
CASO 5	0.05	0.057	0.064	0.072	0.08	0.083	0.05

3.7.3 Detalle estructural de la losa

En la Figura 3.22 se presenta el detallamiento de la sección transversal de la losa aligerada. En la cual se indica la separación entre nervios, su ancho y altura, el refuerzo longitudinal superior e inferior, así como el espesor de la capa de compresión donde se ubica la malla electrosoldada.

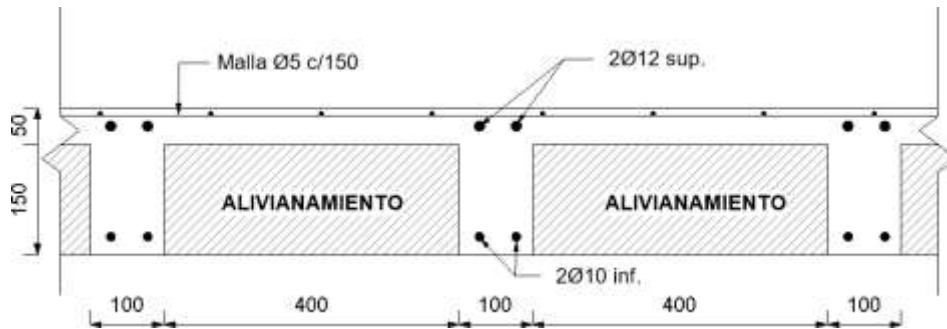


Figura 3.22. Sección transversal de losa aligerada. [Elaboración propia]

3.8 Diseño de viga

En esta sección, se evidencia el diseño de las vigas del eje C como se muestra en la Figura 3.23, y se encuentra ubicada en la segunda planta del edificio. Para el resto de las vigas se siguió el mismo procedimiento, el cual sigue los requerimientos y recomendaciones de los códigos ACI-318 y NEC-2015.

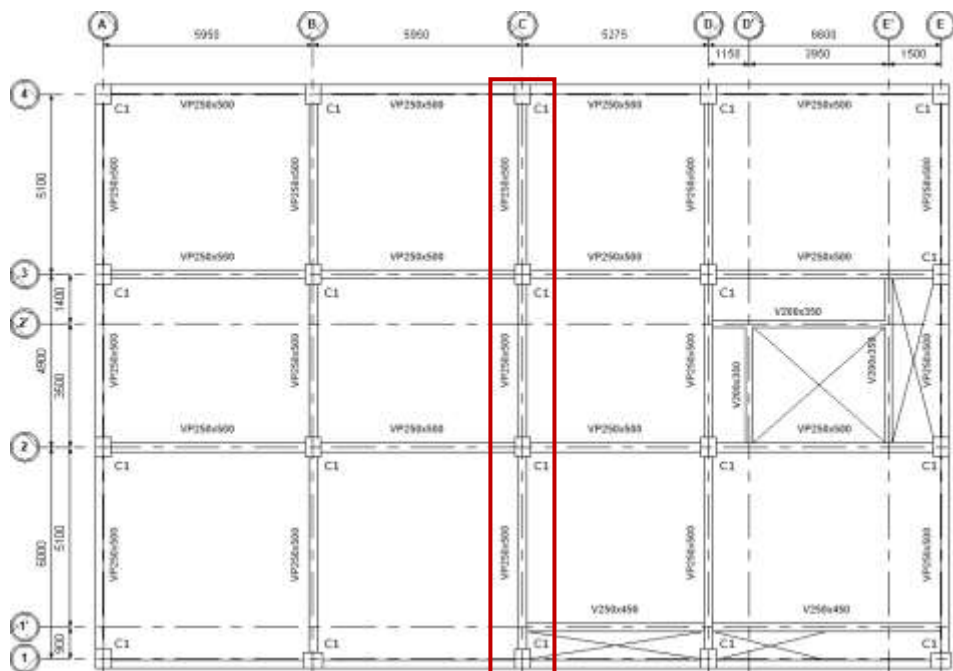


Figura 3.23. Viga seleccionada para diseño. [Elaboración propia]

3.8.1 Requisitos del refuerzo longitudinal

Dado que el diseño sismorresistente se requiere disponer de un refuerzo transversal a en todo el miembro, al menos dos barras de refuerzo longitudinales tanto superior como inferior deben ser continuas a lo largo de todo el elemento.

Por cuestiones de ductilidad, los reglamentos establecen que la resistencia a momento positivo en cada extremo de la viga debe ser al menos la mitad de la resistencia a momento negativo en ese extremo. Además, la resistencia a momento en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga tiene que ser mayor o igual a la cuarta parte de la resistencia máxima a momento negativo.

Los códigos restringen la cuantía del refuerzo longitudinal a un valor máximo del 2.5% con el objetivo de evitar la congestión del refuerzo y posibles segregaciones del hormigón que pueden ocurrir al momento de vaciarlo en sitio. Sin embargo, debe tenerse en consideración que a elevadas cantidades de acero longitudinal se disminuye la ductilidad del elemento, por tal razón una buena práctica en el diseño es limitar la cuantía a valores cercanos al 1% y con ello garantizarle una adecuada ductilidad al elemento.

Así el acero longitudinal colocado le otorgue la suficiente capacidad a flexión requerida por el análisis, debe verificarse que sea igual o mayor al área mínima de refuerzo longitudinal obtenida por la siguiente expresión.

$$A_{s \min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (3.9)$$

Para una mejor comprensión, en la Figura 3.24 se ilustra todos los requerimientos mencionados para el acero longitudinal en vigas de pórticos resistentes a momentos.

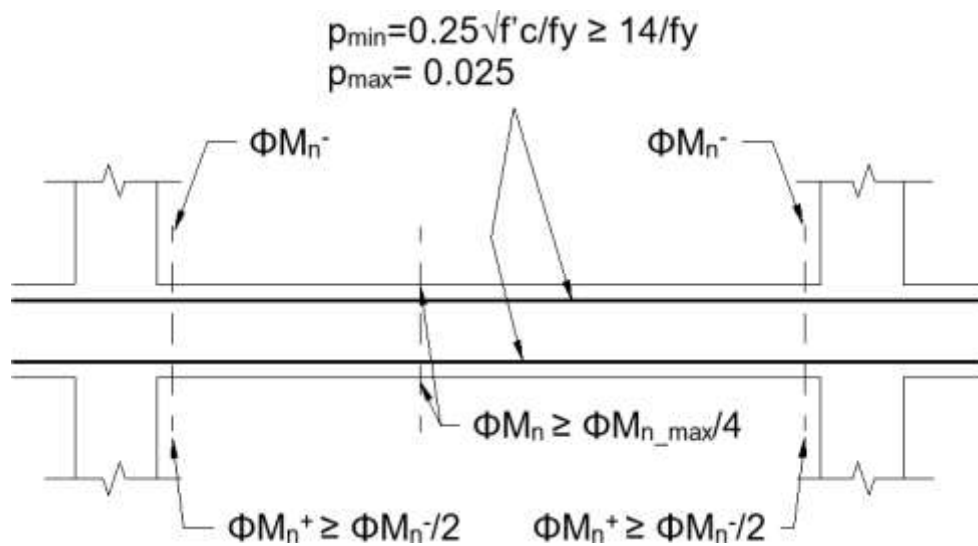


Figura 3.24 Requisitos del refuerzo longitudinal en vigas. [Fuente: NEC-2015]

3.8.2 Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo longitudinal se requiere la demanda de flexión que resulta de la envolvente de todas las combinaciones empleadas. Los momentos flectores producidos por la envolvente fueron obtenidos del análisis estructural realizado con ayuda del programa Etabs y para lo cual fue necesario definir las combinaciones en el modelo tal como se muestra en la Figura 3.25.

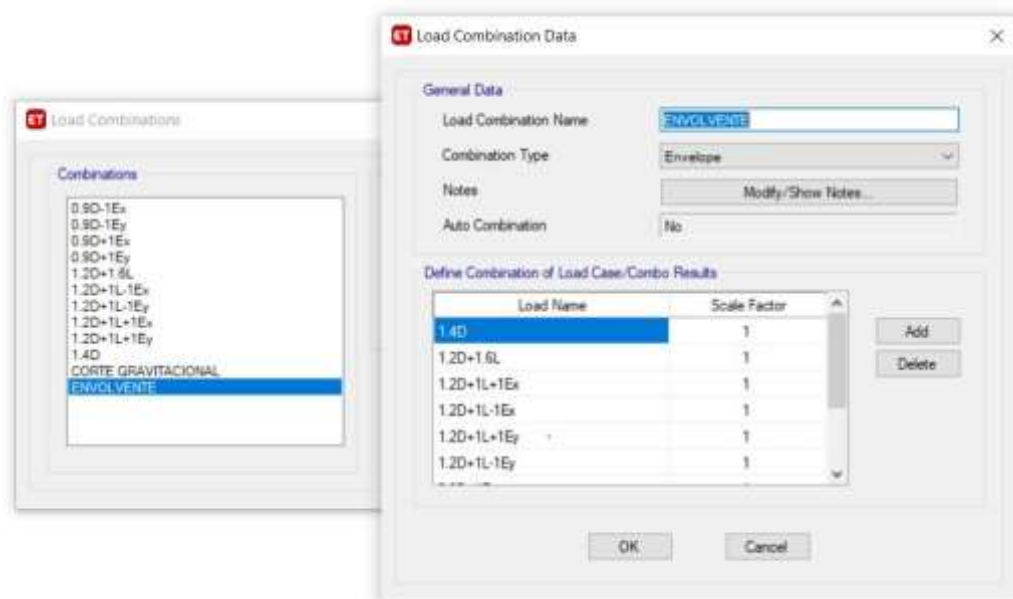


Figura 3.25 Definición de la envolvente para vigas en Etabs. [Elaboración propia]

En Figura 3.26 se puede apreciar el resultado obtenido del Etabs para la envolvente de los momentos flectores para la viga del eje C. Los valores están expresados en [Ton·m].

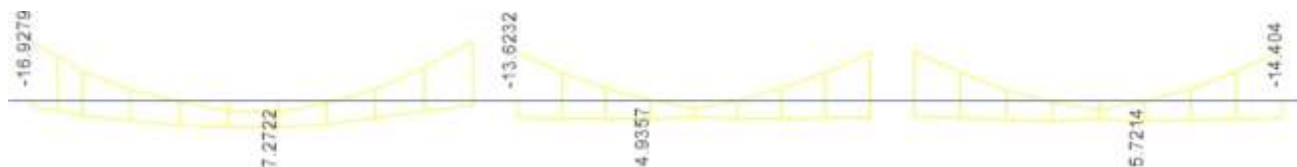


Figura 3.26 Diagrama de momentos de la envolvente. [Elaboración propia].

El área del refuerzo longitudinal requerido fue determinada empleando las mismas ecuaciones que se utilizaron para el cálculo del refuerzo de la losa y se comprobó que esta área de acero sea mayor o igual al acero mínimo, que, en caso de no serlo, se necesitaría colocarle lo mínimo. Luego, se definió la cantidad de varillas necesarias para cumplir con dichas áreas de acero asegurándose que el área de acero que les proporcione la cantidad real de varillas cumpla con las disposiciones por ductilidad antes descritas. Y por último, la cuantía del refuerzo proporcionado tuvo que ser mayor a la máxima permitida.

El análisis tiene que ser realizado para los extremos y el punto medio de cada tramo de la viga, sin embargo, al sólo contar con tres tramos, no fue necesario considerar el tramo intermedio, dado que el tramo inicial y final son más críticos. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3.17 y Tabla 3.18

Tabla 3.17 Cálculo del refuerzo longitudinal para el tramo 1-2. [Elaboración propia]

	Ubicación	Extremo Izq	En Medio	Extremo Der
M_u (Ton·m)	Sup.	17.63	0.00	17.97
	Inf.	1.84	8.36	1.19
A_{s req} (cm²)	Sup.	11.39	0.00	11.61
	Inf.	1.09	5.12	0.72
A_{s min} (cm²)	Sup e inf	3.68	3.68	3.68
#Varillas req	Sup.	6	2	6
	Inf.	2	3	2
A_{s real} (cm²)	Sup.	12.06	4.02	12.06
	Inf.	4.02	6.03	4.02
A_{s por Ductilidad} (cm²)	Sup.	-	3.02	-
	Inf.	6.03	3.02	6.03
A_{s def} (cm²)	Sup.	12.06	4.02	12.06
	Inf.	6.03	6.03	6.03
p	Sup.	1.09%	0.36%	1.09%
	Inf.	0.55%	0.55%	0.55%
Refuerzo final	Sup.	6Φ16	2Φ16	6Φ16
	Inf.	3Φ16	3Φ16	3Φ16

Tabla 3.18 Cálculo del refuerzo longitudinal para el tramo 3-4. [Elaboración propia]

	Ubicación	Extremo Izq	En Medio	Extremo Der
M_u (Ton·m)	Sup.	14.73	0.00	15.23
	Inf.	5.15	2.32	5.44
A_{s req} (cm²)	Sup.	9.31	0.72	9.66
	Inf.	3.07	3.57	3.26
A_{s min} (cm²)	Sup e inf	3.68	3.68	3.68
#Varillas req	Sup.	5	2	5
	Inf.	2	2	2
A_{s real} (cm²)	Sup.	10.05	4.02	10.05
	Inf.	4.02	4.02	4.02
A_{s por Ductilidad} (cm²)	Sup.	-	2.51	-
	Inf.	5.03	2.51	5.03
A_{s def} (cm²)	Sup.	10.05	4.02	10.05
	Inf.	6.03	4.02	6.03
p	Sup.	0.91%	0.36%	0.91%
	Inf.	0.55%	0.55%	0.55%
Refuerzo final	Sup.	5Φ16	2Φ16	5Φ16
	Inf.	3Φ16	3Φ16	3Φ16

3.8.3 Diseño por Cortante

De acuerdo a la filosofía del diseño sismorresistente, toda estructura debe ser diseñada de tal manera que ésta logre incursionar el rango inelástico para que disipe la energía generada por los sismos ocasionando deformaciones permanentes, pero que no incurran en el colapso inmediato de la estructura, es decir, las fallas que se produzcan sean dúctiles.

Por tal razón, en las estructuras aporticadas se plantea la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas como un mecanismo de falla dúctil. Los códigos ACI-318 y NEC-2015 indican que la zona de rótulas plásticas es igual a $2h$ donde h representa la altura de la viga y su longitud se mide desde la cara de la columna.

En vista que se procura que en las vigas se desarrollen articulaciones plásticas en sus extremos para limitar la falla frágil a cortante, se debe suponer que se genera un cortante por capacidad que estará en función de la resistencia a flexión máxima probable que se produzcan considerando el refuerzo longitudinal colocado tal como se aprecia en la Figura 3.27 y Figura 3.28.

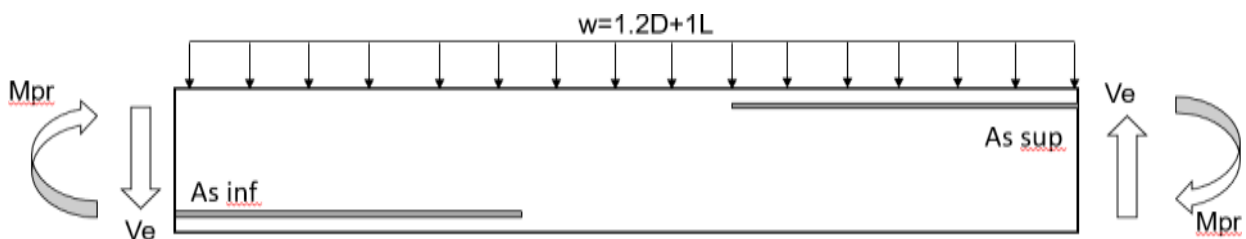


Figura 3.27 Cortante de máximo esperado para vigas para el sismo hacia la derecha.
[Elaboración propia]

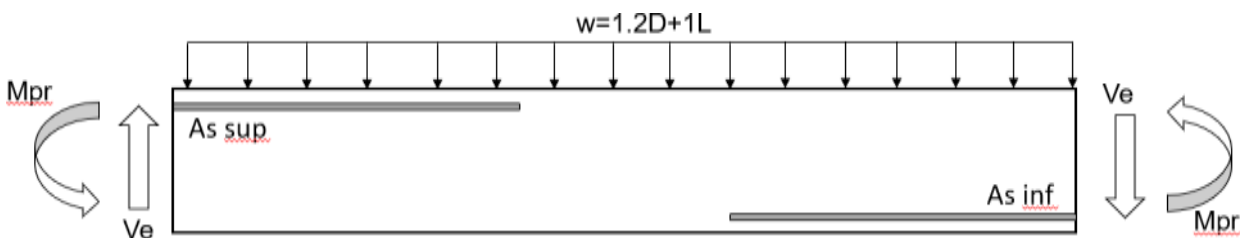


Figura 3.28 Cortante de máximo esperado para vigas para el sismo hacia la izquierda.
[Elaboración propia]

La resistencia a flexión máxima probable es calculada considerando que un esfuerzo de fluencia esperado igual a 1.25 veces el esfuerzo teórico de fluencia, debido que el acero al experimentar deformaciones más allá del rango elástico, puede alcanzar la fase de endurecimiento por deformación, por lo adquiere un aumento en su resistencia que superan el esfuerzo de fluencia.

$$a_{pr} = \frac{A_s \cdot (1.25f_y)}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.10)$$

$$M_{pr1} = A_s \cdot (1.25f_y) \cdot (d - a_{pr}/2) \quad (3.11)$$

Con la obtención de los momentos máximos probables, el corte por capacidad (V_p) viene dado por:

$$V_p = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} \quad (3.12)$$

Además del corte por capacidad, también debe tenerse en cuenta el corte ocasionado por las cargas gravitacionales (V_g) correspondiente a la combinación más crítica que incluya sismos, es decir: 1.2D+L. Con ello, el corte máximo esperado (V_e) viene a ser la suma de ambos cortante, el corte por capacidad y por cargas gravitacionales:

$$V_g = \frac{w_u \cdot L_n}{2} \quad (3.13)$$

$$V_e = V_p + V_g \quad (3.14)$$

Los resultados del cortante máximo esperado se presentan en la Tabla 3.19 y Tabla 3.20.

Tabla 3.19 Cálculo del cortante máximo esperado para el tramo 1-2. [Elaboración propia]

	Refuerzo	a_{pr} (cm)	M_{pr} (Ton.m)	V_p (Ton)	V_g (Ton)	V_e (Ton)
Sismo hacia la Derecha	3Φ16 inf.	5.32	13.41	7.07	11.32	18.39
	6Φ16 sup.	10.64	25.10			
Sismo hacia la Izquierda	6Φ16 sup.	10.64	25.10	7.07		
	3Φ16 inf.	5.32	13.41			

Tabla 3.20 Cálculo de cortante máximo esperado para el tramo 3-4. [Elaboración propia]

	Refuerzo	a_{pr} (cm)	M_{pr} (Ton.m)	V_p (Ton)	V_g (Ton)	V_e (Ton)
Sismo hacia la Derecha	3Φ16 inf.	5.32	13.41	6.26	7.40	13.66
	5Φ16 sup.	8.87	20.99			
Sismo hacia la Izquierda	5Φ16 sup.	8.87	20.99	6.26		
	3Φ16 inf.	5.32	13.41			

Para la determinación de la demanda a corte en el acero, la capacidad a cortante del concreto debe despreciarse ($V_c = 0$) siempre y cuando cumpla ambas condiciones expuestas a continuación:

$$\bullet V_p \geq 0.5 \cdot V_e \quad (3.15)$$

$$\bullet P_u < 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c \quad (3.16)$$

Al no cumplirse la primera condición, la resistencia a cortante del concreto no puede despreciarse (ver Tabla 3.21 y Tabla 3.22).

Tabla 3.21 Verificación de la contribución del concreto en el cortante tramo 1-2. [Elaboración propia]

$0.5 \cdot V_e$ (Ton)	$V_p \geq 0.5 \cdot V_e$	P_u (Ton)	$0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$ (Ton)	$P_u < 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$	¿Despreciar V_c ?
9.20	No cumple	0	17.5	Si cumple	No

Tabla 3.22 Verificación de la contribución del concreto en el cortante tramo 3-4. [Elaboración propia]

$0.5 \cdot V_e$ (Ton)	$V_p \geq 0.5 \cdot V_e$	P_u (Ton)	$0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$ (Ton)	$P_u < 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$	¿Despreciar V_c ?
6.83	No cumple	0	17.5	Si cumple	No

Estos requerimientos tienen la finalidad de tomar en cuenta la degradación de la resistencia del concreto a corte, producto del agrietamiento provocado por las cargas alternantes. Si una de las dos condiciones no cumple o si ninguna se satisface, la resistencia a corte del concreto debe calcularse como:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.17)$$

La fuerza cortante de diseño será definida a partir del mayor valor entre el cortante máximo esperado y el cortante último (V_u) obtenido de entre todas las combinaciones que incluyan la acción sísmica.

$$V_{diseño} = \max (V_e, V_u) \quad (3.18)$$

La resistencia a cortante del refuerzo transversal (V_s) está definida por fuerza cortante de diseño, el factor de minoración de resistencia y la capacidad a cortante del concreto:

$$V_s = \frac{V_{diseño}}{\phi_c} - V_c \quad (3.19)$$

Para controlar el ancho de las fisuras producidas por las tensiones diagonales generadas por el cortante, el código limita el máximo corte que puede ser resistido por el refuerzo transversal y en los casos que la viga requiera un valor de V_s mayor al límite máximo, deben aumentarse las dimensiones de la sección transversal de la viga.

$$V_{s\ max} = 2.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.20)$$

Los resultados obtenidos para el cortante de diseño, del concreto y del acero se presentan en la Tabla 3.23.

Tabla 3.23 Cálculo de la resistencia a corte del acero. [Elaboración propia]

V_c (Ton)	$V_{diseño}$ (Ton)	V_s (Ton)	$V_{s\ max}$ (Ton)	Verificación
9.8	18.39	14.72	40.68	Si cumple

La separación requerida del acero transversal depende del área del refuerzo transversal, de la fluencia del acero, del peralte efectivo de la viga y del cortante en el acero.

$$s_{req} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.21)$$

La separación de los estribos en las zonas de confinamiento ($2 \cdot h = 1000$ [mm]) no puede ser menor que las siguientes distancias obtenidas de:

- La cuarta parte del peralte efectivo de la viga.
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- 150 [mm]

Tabla 3.24 Cálculos para la separación del refuerzo transversal. [Elaboración propia]

Cantidad de Estribos	Φ Estribo (mm)	Cantidad de Ramales	A_v (mm ²)	V_s (Ton)	s req (mm)	s max (mm)	Verificación	s real (mm)
1	10	2	157.08	14.72	254	96	No cumple	100

Como se evidencia en Tabla 3.24, se obtuvo una separación de 100 [mm] en la zona de confinamiento. Para el resto de la viga, se empleó una separación de 200 [mm], la cual cumple con la máxima permitida ($s_{max} = d/2$) para las distancias más allá de las zonas de confinamiento.

3.8.4 Longitud de desarrollo y de traslapes

Todo refuerzo longitudinal debe poseer una longitud mínima de desarrollo según los requerimientos de los códigos con el objetivo de asegurar que las barras de acero estén lo suficientemente embebidas dentro del hormigón de tal manera que éstas puedan transferir adecuadamente los esfuerzos y a la vez les permita desarrollar su resistencia.

La longitud de desarrollo para una varilla de 16 [mm] y un $f'_c = 280$ [kg/cm²] es:

$$l_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{17.5 \cdot \sqrt{f'_c}} \geq \max(8d_b, 15 \text{ cm}) \quad (3.22)$$

$$l_{dh} = \frac{4200 \cdot 1.6}{17.5 \cdot \sqrt{280}} = 22.95 \text{ cm} \geq \max(12.8 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$l_{dh} = 250 \text{ [mm]} \geq 150 \text{ [mm]} \therefore \text{Si cumple.}$$

El detalle de la longitud de desarrollo puede apreciarse en la Figura 3.29.

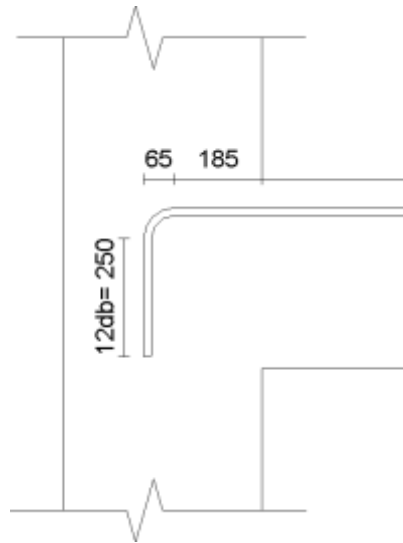


Figura 3.29 Detalle de la longitud de desarrollo. [Elaboración propia]

En ocasiones, cuando las longitudes de las varillas no son las suficientes para cubrir todos los tramos de vigas del eje, se requiere colocar traslapes para darle esa continuidad a las varillas y poder alcanzar el extremo final del eje.

El código estipula que los empalmes deben ubicarse no pueden ubicarse dentro de las intersecciones entre vigas y columnas, ni en las zonas de confinamiento ($2h$) o dentro de regiones potenciales de formación de rótulas plásticas. La longitud del empalme puede ser calculado $40d_b$ ó $50d_b$. y el espaciamiento de los estribos a lo largo de dicha longitud, debe tomarse como el mayor de $d/4$ ó 100 [mm].

$$l_{tras} = 50 \cdot d_b \quad (3.23)$$

$$l_{tras} = 50 \cdot 16 = 800 \text{ [mm]}$$

3.8.5 Detalle estructural de viga

La Figura 3.30 representa la sección longitudinal del detallamiento estructural de la viga diseñada. En cambio, en la Figura 3.31, se presenta los cortes transversales 3-3' y 4-4' respectivamente.

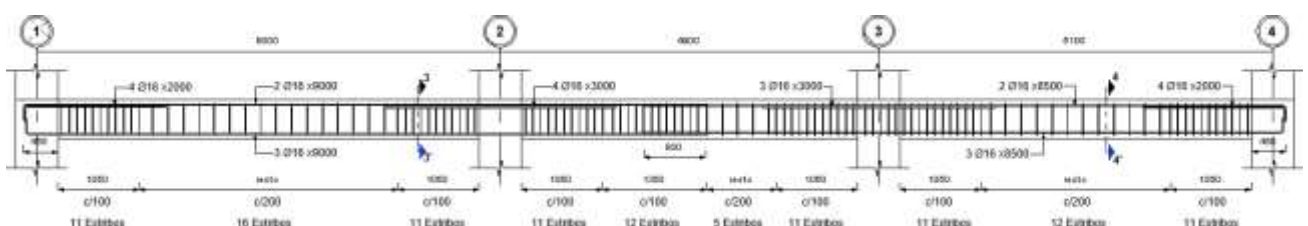


Figura 3.30 Vista longitudinal de la viga. [Elaboración propia]

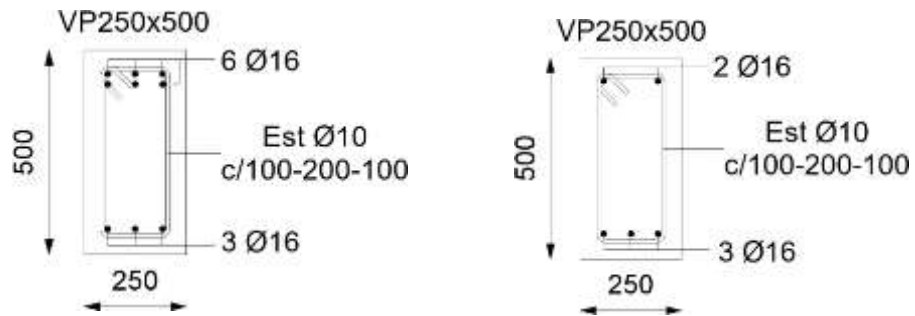


Figura 3.31 Secciones transversales de la viga. [Elaboración propia]

3.9 Diseño de columnas

Las columnas fueron diseñadas con los criterios sismorresistentes estipulados en la NEC-SE-HM y ACI-318. En esta sección, solamente se ejemplificará el diseño de la columna del eje 2 situada en el segundo piso alto (ver Figura 3.32).

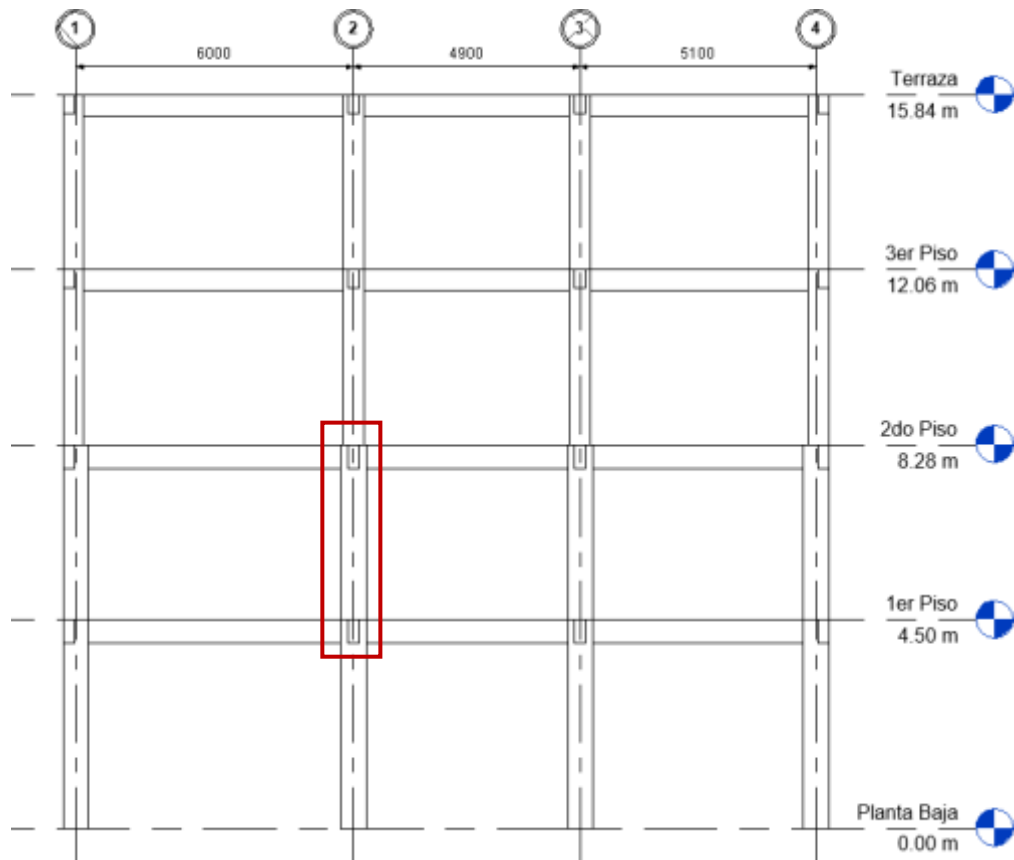


Figura 3.32 Columna seleccionada para el diseño. [Elaboración propia]

3.9.1 Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, se requirió obtener, por cada una de las combinaciones definidas, las demandas de carga axial y momentos provenientes del análisis estructural realizado en Etabs (ver Tabla 3.25). Dichas fuerzas permitieron evaluar si la columna es capaz de resistirlas o no.

Tabla 3.25 Fuerzas axiales y momentos de las combinaciones de carga para la columna.
[Elaboración propia]

Fuerzas actuantes			
Combinación	Pu (Ton)	Mx (Ton·m)	My (Ton·m)
1.4D	95.811	2.879	1.574
1.2D+1.6L	124.860	3.573	2.014
1.2D+1L+1Ex	110.238	6.059	10.272
1.2D+1L+1Ey	110.912	12.821	4.493
1.2D+1L-1Ex	110.238	6.059	10.272
1.2D+1L-1Ey	110.912	12.821	4.493
0.9D+1Ex	62.997	4.752	9.519
0.9D-1Ex	62.997	4.752	9.519
0.9D+1Ey	63.670	11.513	3.741
0.9D-1Ey	63.670	11.513	3.741

El diagrama de interacción de una columna depende de las dimensiones, materiales y disposición del acero longitudinal. Para las columnas, la norma establece una cuantía mínima y máxima de acero, del 1% y 6% respectivamente, sin embargo, para conseguir un adecuado vaciado del hormigón en la columna, se recomienda no emplear cuantías mayores al 3%. Para esta columna, se usó 4 varillas de 20 [mm] y 6 varillas de 18 [mm], lo que equivale a una cuantía del 1,12% y fueron dispuestas tal como se observa en la Figura 3.33.

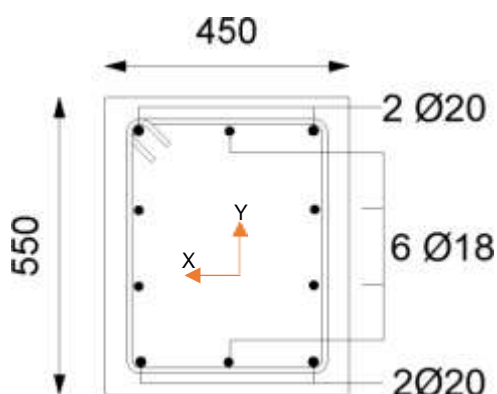


Figura 3.33 Armado longitudinal de la columna. [Elaboración propia]

Con la configuración de la columna ya establecida, para uno de sus ejes, se procedió a construir el diagrama de interacción, a partir de los puntos mostrados en las tablas Tabla 3.26 y Tabla 3.27. Tales valores fueron obtenidos directamente de Etabs generados mediante el análisis de compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y el acero de refuerzo.

Tabla 3.26 Puntos del diagrama de interacción en el sentido X. [Elaboración propia]

Mx (Ton-m)	Pu (Ton)
0.00	356.63
14.16	356.63
22.71	332.66
29.07	282.30
33.37	229.17
36.07	169.10
40.27	147.58
42.60	113.75
32.75	44.46
18.49	-24.90
0.00	-103.19

Tabla 3.27 Puntos del diagrama de interacción en el sentido Y. [Elaboración propia]

My (Ton-m)	Pu (Ton)
0.00	356.63
12.23	356.63
19.12	332.66
24.46	282.30
28.16	229.17
30.57	169.10
33.75	147.58
35.05	113.75
27.12	44.46
13.43	-24.90
0.00	-103.19

La Figura 3.34 y Figura 3.35 representan los diagramas de interacción de la columna con respecto a sus ejes X y Y. En ellas se puede visualizar como los puntos que representan las combinaciones de carga están dentro de la curva del diagrama de interacción, por tal razón, se deduce que el diseño del refuerzo longitudinal es aceptable y que la columna tiene la suficiente capacidad para resistir las cargas.

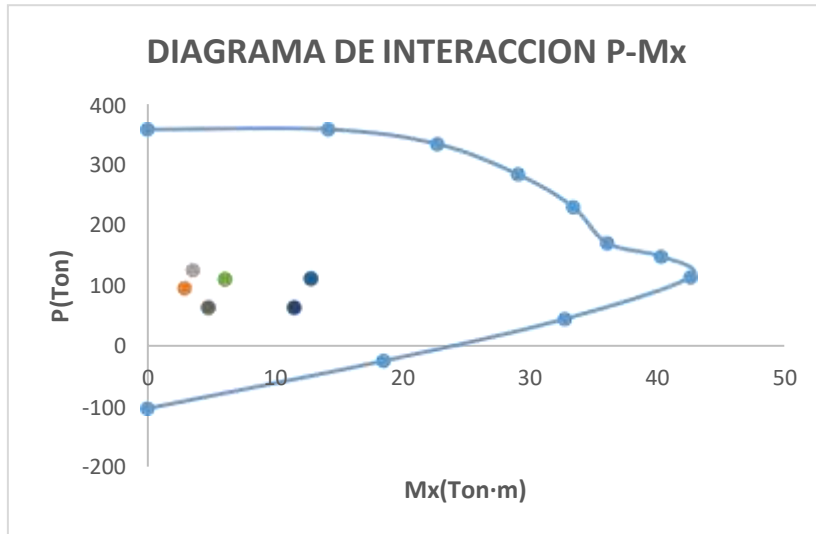


Figura 3.34 Diagrama de interacción en el sentido X. [Elaboración propia]

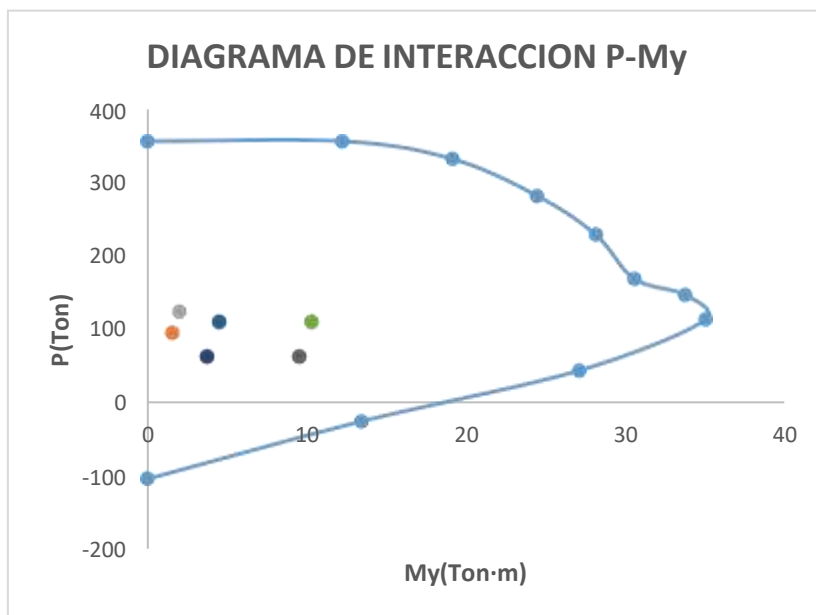


Figura 3.35 Diagrama de interacción en el sentido Y. [Elaboración propia]

3.9.2 Diseño por confinamiento

El código ACI-318 en su capítulo 18 pone a disposición los requerimientos (Figura 3.36) que deben cumplirse para asegurarse que la columna se encuentre correctamente confinada y así evitar en lo posible fallas frágiles debidas al cortante inducido por la acción sísmica.

En él se estipula que a las columnas se tiene que proporcionar un confinamiento especial a lo largo de una distancia denominada L_o medida a partir de la cara de cada nudo. Por ende, es preciso determinar el valor de esta longitud teniendo en cuenta que no debe ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450 [mm].

La separación de los estribos en la longitud de confinamiento L_o debe ser la menor de los siguientes valores:

- La cuarta parte de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- La separación s_o , donde ésta separación no debe ser mayor a 150 [mm] y tampoco es necesario que sea menor a 100 [mm].

Mientras que, en el resto de la columna, la separación transversal no puede ser mayor a los siguientes valores:

- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- 150 [mm]

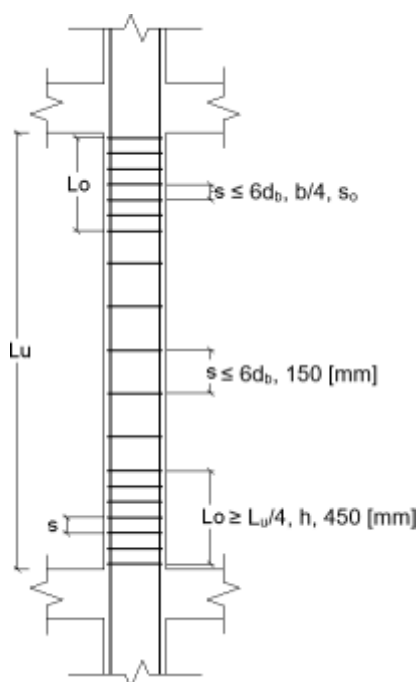


Figura 3.36 Disposición del refuerzo transversal en columnas. [Elaboración propia]

La longitud de confinamiento L_o es:

$$L_o \geq \frac{3280}{6}, 550, 450$$

$$L_o = 550 [mm]$$

Para la determinación de la separación del refuerzo transversal en las zonas de confinamiento, se requiere el valor de la separación s_o , el cual es:

$$s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (3.24)$$

$$s_o = 100 + \frac{350 - (550 - 80)}{3}$$

$$100 [mm] \leq 60 [mm] \leq 150 [mm] \therefore \text{No cumple}$$

$$s_o = 100 [mm]$$

Con lo cual, la separación entre estribos a lo largo de la longitud de confinamiento no puede ser mayor al siguiente valor obtenido:

$$s \leq 6 \cdot 20, \frac{450}{4}, 100$$

$$s \leq 100 [mm]$$

Para el resto de la longitud de la columna, la separación entre estribos no debe exceder el siguiente valor:

$$s \leq 6 \cdot 20, 150$$

$$s \leq 120 [mm]$$

El refuerzo transversal (ver Figura 3.37) se lo determina como el mayor de los valores calculados a partir de aplicar las siguientes expresiones siempre y cuando cumpla con las condiciones impuestas:

- Si $P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c$ y $f'_c \leq 700 [kg/cm^2]$:

$$- \frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_c \quad (3.25)$$

$$- \frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_c \quad (3.26)$$

- Si $P_u > 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c$ ó $f'_c > 700$ [kg/cm²]:
 - $\frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \cdot b^c$
 - $\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b^c$
 - $\frac{A_{sh}}{s} = 0.2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{r_u}{f_y \cdot A_{ch}} \cdot b^c$ (3.27)

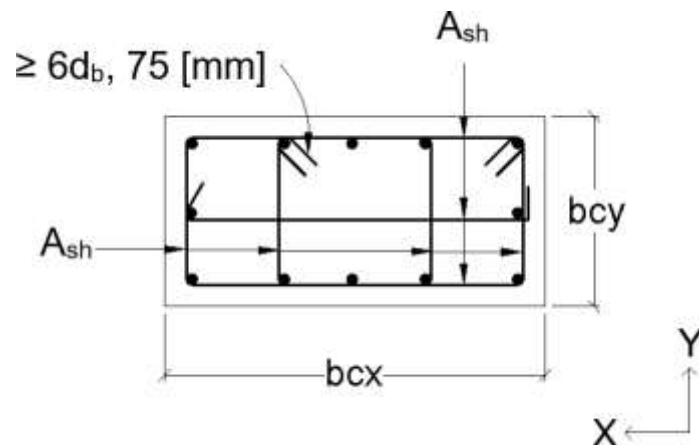


Figura 3.37 Refuerzo transversal por confinamiento en columnas. [Elaboración propia]

La fuerza axial P_u es obtenida como el valor máximo de carga axial resultante de todas las combinaciones presentadas en la Tabla 3.25. Y al igual que para las vigas y losas, el concreto utilizado para todas las columnas posee una resistencia a la compresión de 280 [kg/cm²].

Analizando la primera condición:

$$P_u = P_{umax} = 124.86 \text{ Ton}$$

$$A_g = h \cdot b = 55 \cdot 45 = 2475 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c \quad (3.28)$$

$$124.86 \leq 0.3 \cdot 2475 \cdot \left(\frac{280}{1000} \right)$$

$$124.86 \text{ [Ton]} \leq 207.9 \text{ [Ton]} \therefore \text{Si cumple}$$

Analizando la segunda condición:

$$f'c \leq 700 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (3.29)$$

$$280 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \leq 700 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \therefore \text{Si cumple}$$

Puesto que ambas condiciones se cumplen, el área del refuerzo transversal por unidad de longitud debe ser calculado únicamente con las dos primeras ecuaciones descritas anteriormente.

En la dirección X:

$$- \frac{A_{sh1}}{s} = 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \cdot b_{cx}$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = 0.3 \cdot \left(\frac{2475}{1739} - 1 \right) \frac{280}{4200} \cdot 370$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = 3.13 \frac{mm^2}{mm}$$

$$- \frac{A_{sh2}}{s} = 0.09 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b_{cx}$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = 0.09 \cdot \frac{280}{4200} \cdot 370$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = 2.22 \frac{mm^2}{cm}$$

Por lo tanto:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \max \left(\frac{A_{sh1}}{s}, \frac{A_{sh2}}{s} \right) = 3.13 \frac{mm^2}{mm}$$

Previamente, se definió que la separación entre estribos para las zonas de confinamiento no debe superar los 100 [mm] y generalmente se suele proyectar que ese sea el valor colocado para el refuerzo de la columna. Sin embargo, se dispuso de una separación menor para requerir menor cantidad de estribos y así evitar el congestionamiento del acero en el hormigón.

Si $s = 75$ [mm] área de refuerzo transversal por confinamiento es:

$$A_{sh} = 3.13 \cdot 75 = 234.75 \text{ [mm}^2\text{]}$$

La varilla empleada para los estribos es de 10 [mm], la cantidad de estribos viene determinado por el número de ramales que se necesitan para cumplir con el área de fuerza transversal.

$$Ramales = \frac{A_{sh}}{\frac{\pi \cdot 10^2}{4}} = \frac{234.75}{78.54} = 3$$

En la dirección Y:

$$- \frac{A_{sh1}}{s} = 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c^f}{f_y} \cdot b_{cy}$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = 0.3 \cdot \left(\frac{2475}{1739} - 1 \right) \frac{280}{4200} \cdot 470$$

$$\frac{A_{sh1}}{s} = 3.98 \frac{mm^2}{mm}$$

$$- \frac{A_{sh2}}{s} = 0.09 \cdot \frac{f_c^f}{f_y} \cdot b_{cy}$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = 0.09 \cdot \frac{280}{4200} \cdot 470$$

$$\frac{A_{sh2}}{s} = 2.82 \frac{mm^2}{mm}$$

Por lo tanto:

$$\frac{A_{sh}}{s} = \max \left(\frac{A_{sh1}}{s}, \frac{A_{sh2}}{s} \right) = 3.98 \frac{mm^2}{cm}$$

Si $s = 75$ [mm] área de refuerzo transversal por confinamiento es:

$$A_{sh} = 3.98 \cdot 75 = 298.5 [mm^2]$$

De la misma manera que en la dirección X, para los estribos en esta dirección la varilla 10 [mm]. Y al ser la dimensión mayor de la columna, perpendicular a la dirección Y, la cantidad de estribos requeridos es mayor en comparación con la otra dirección.

$$Ramales = \frac{A_{sh}}{\frac{\pi \cdot 10^2}{4}} = \frac{298.5}{78.54} = 3.80 \therefore 4 Ramales$$

3.9.3 Diseño por corte

El diseño a cortante de las columnas (ver Figura 3.38) será determinado a partir de los momentos máximos probables que se desarrollen en la cara de los nodos, los cuales deberán ser generados por el refuerzo longitudinal proporcionado a las vigas que estén conectados en los nudos de la columna analizada y de esta forma tener la posibilidad de cumplir con la condición de columna fuerte-viga débil.

Al tener dos columnas conectadas en un nodo, los momentos máximos probables deberán ser distribuidos de acuerdo a un factor DF que dependerá de las rigideces rotacionales de ambas columnas. Lo cual significa, que a la columna más rígida le tocará un porcentaje mayor de momentos que a la otra columna con menos rigidez.

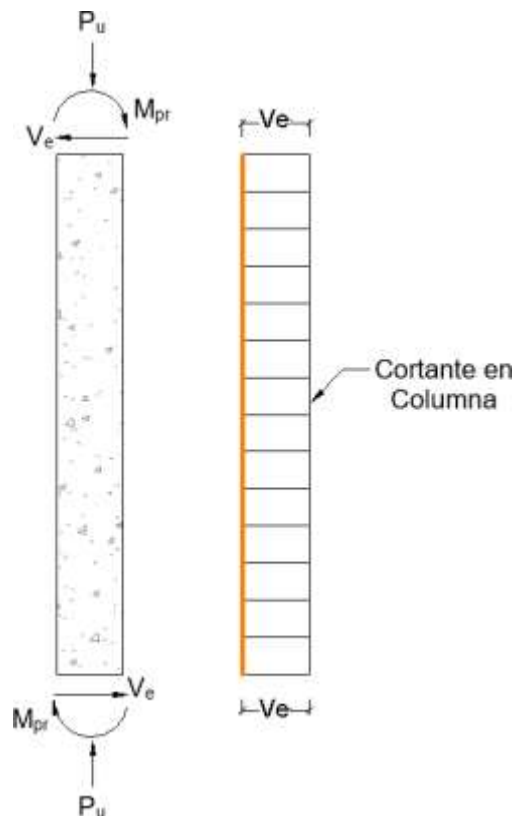


Figura 3.38 Cortante de diseño para columnas. [Fuente: ACI-318]

La columna a diseñar está ubicada en la segunda planta, tal como se explicó anteriormente. La columna inferior que vendría a ser la del primer piso, tiene las mismas dimensiones, es decir, de altura 550 [mm] y de ancho 450 [mm], pero su longitud si varía, ya que la altura del primer piso es mayor a la de los otros pisos. Por otra parte, la columna ubicada en el tercer piso, cuenta con una reducción en sus dimensiones, la altura es de 450 [mm] y el ancho es de 350 [mm].

La rigidez rotacional de las columnas es determinada en función del módulo de Young, la inercia y la longitud del elemento. Las columnas tienen la misma resistencia del concreto, por tanto, el módulo de Young es el mismo para todas y podría simplificarse.

En la Tabla 3.28 se muestran los resultados obtenidos de la rigidez de cada columna.

Tabla 3.28 Rigidez de las columnas que conectan en los nodos superiores e inferiores.
[Elaboración propia]

	Columna Superior	Columna Intermedia	Columna Inferior
h(cm)	45	55	55
b (cm)	35	45	45
E (kg/cm²)	252671.33	252671.33	252671.33
I (cm⁴)	265781.25	623906.3	623906.25
L (cm)	378	378	450
K (kg/cm)	703.13	1650.5	1386.46

Para el nodo superior:

$$DF_{sup} = \frac{K_{int}}{K_{sup} + K_{int}} \quad (3.30)$$

$$DF_{sup} = \frac{1650.5}{703.13 + 1650.5} = 0.70$$

$$\sum M_{pr} = M_{prv1} + M_{pr2} \quad (3.31)$$

$$\sum M_{pr_sup} = 25.10 + 13.41 = 38.5 \text{ Ton} \cdot m$$

Para el nodo inferior:

$$DF_{inf} = \frac{1650.5}{1386.46 + 1650.5} = 0.54$$

$$\sum M_{pr_inf} = 25.10 + 13.41 = 38.5 \text{ Ton} \cdot m$$

Obtenidos los momentos máximos probables en ambos nodos de la columna, el cortante de diseño es:

$$V_e = \frac{DF_{sup} \cdot \sum M_{pr_sup} + DF_{inf} \cdot \sum M_{pr_inf}}{L_n} \quad (3.32)$$

$$V_e = \frac{0.70 \cdot 38.5 + 0.54 \cdot 38.5}{3.28}$$

$$V_e = 14.5 \text{ Ton}$$

Al igual que en el diseño a cortante para vigas, la capacidad a cortante del concreto debe despreciarse ($V_c = 0$) siempre y cuando cumpla dos condiciones antes mencionadas:

- $V_p \geq 0.5 \cdot V_e$
- $P_u < 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$

En este caso, basta con verificar la segunda condición para comprobar que no se cumple y por ende no puede considerarse nula la resistencia a cortante del hormigón.

$$P_u < 0.05 \cdot A_g \cdot f'_c$$

$$63 < 0.05 \cdot 2475 \cdot 280$$

$$63 [\text{Ton}] < 34.65 [\text{Ton}] \therefore \text{No cumple}$$

La resistencia a corte del concreto debe calcularse considerando la mínima carga axial que soporta la columna, esto con el propósito de realizarse un diseño más conservador.

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.33)$$

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{63 \cdot 1000}{140 \cdot 2475}\right) \cdot \sqrt{280} \cdot 45 \cdot 44$$

$$V_c = 20.75 \text{ Ton}$$

El refuerzo transversal colocado por confinamiento contribuye a la resistencia del acero al cortante.

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.34)$$

$$V_s = \frac{2.36 \cdot 4200 \cdot 44}{7.5} = 58.15 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante de la columna es la suma de la resistencia a corte del acero de refuerzo transversal y del concreto.

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c) \quad (3.35)$$

$$\phi V_n = 0.75(58.15 + 20.75) = 59.17 \text{ Ton}$$

Finalmente, se comprueba que la resistencia a cortante de la columna sea mayor o igual a la fuerza máxima entre el cortante (V_e) y el corte requerido por el análisis de la estructura (V_u). Donde el valor de V_u es de 4 [Ton].

$$\phi V_n \geq \max(V_e, V_u)$$

$$59.17 \geq \max(14.5, 4)$$

$$59.17 \text{ Ton} \geq 14.5 \text{ Ton} \therefore \text{Si cumple}$$

3.9.4 Detalle estructural de la columna

En las Figura 3.39 y Figura 3.40 puede observarse el detallado del refuerzo transversal y longitudinal de la columna diseñada.

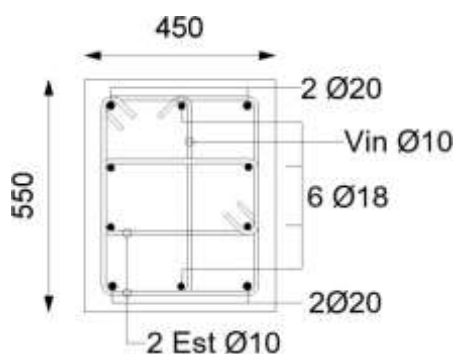


Figura 3.39. Sección transversal de la columna. [Elaboración propia]

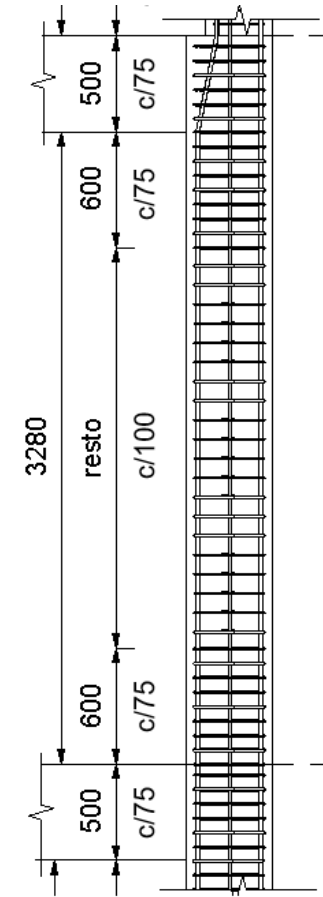


Figura 3.40. Corte longitudinal de la columna. [Elaboración propia]

3.10 Criterio Columna Fuerte-Viga Débil

A través del criterio columna fuerte-viga débil (CF-VD) se busca garantizar que el mecanismo de rótulas plásticas se desarrolle en las vigas y no en las columnas, de tal forma que se evite comprometer la funcionalidad y seguridad de la estructura. Para cumplir con este criterio, la capacidad a flexión de las columnas debe ser mayor o igual a 1.20 veces la capacidad a momento de las vigas, es decir:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv} \quad (3.36)$$

Esta condición debe asegurarse para cada intersección (nudo) entre columnas y vigas que compongan el sistema estructural sismorresistente y cuando no pueda satisfacerse el criterio CF-VD en un nudo, debe ignorarse la resistencia y rigidez lateral de las columnas que intervengan en dicho nudo, en otras palabras, en el análisis estructural debe suponerse que tales columnas no contribuyen a la resistencia y rigidez lateral del sistema sismorresistente.

En esta sección, a modo de ejemplo, se desarrolló la verificación del criterio CF-VD para el nodo inferior de la columna diseñada en la sección 3.9. En este nodo (ver Figura 3.41) se conectan las vigas que también fueron previamente diseñadas en la sección 3.8 y además, no existe un cambio de sección entre columnas, por lo que la capacidad nominal a flexión de cada columna será la misma al tener las mismas dimensiones y el mismo refuerzo longitudinal.

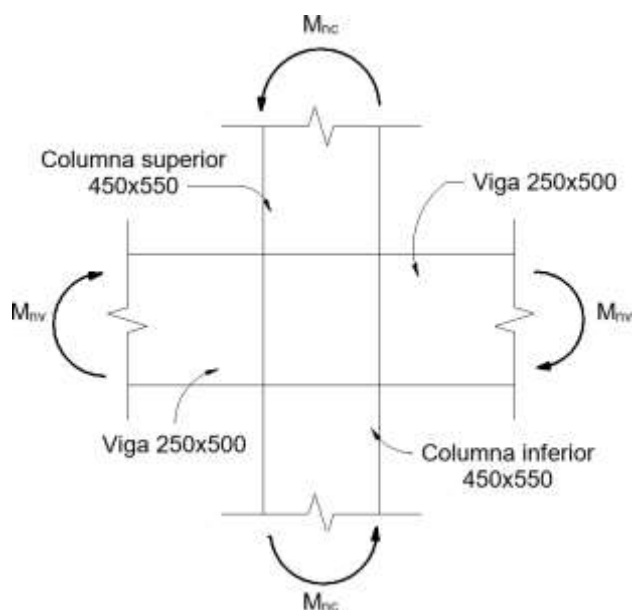


Figura 3.41 Análisis de los momentos flectores para el criterio CF-VD. [Elaboración propia]

Para la capacidad nominal a flexión de la columna, se requirió realizar la gráfica del diagrama de interacción nominal (sin factores de reducción) y a partir de la mínima carga axial resultante de todas las combinaciones, se trazó el punto de intersección con la curva de dicho diagrama. La intersección con la curva representa la capacidad a momento que posee la columna.

Es importante recalcar que el análisis del criterio CF-VD se lo tiene que realizar en ambas direcciones globales de la estructura, porque a partir de la dirección de análisis, se establece las capacidades nominales a flexión de las columnas y vigas. En este caso, la columna está orientada con su eje local X (ver Figura 3.33) perpendicular a la dirección de análisis. Por ende, en la Figura 3.42, sólo se presenta el diagrama de interacción nominal de la columna con respecto a su eje local X.

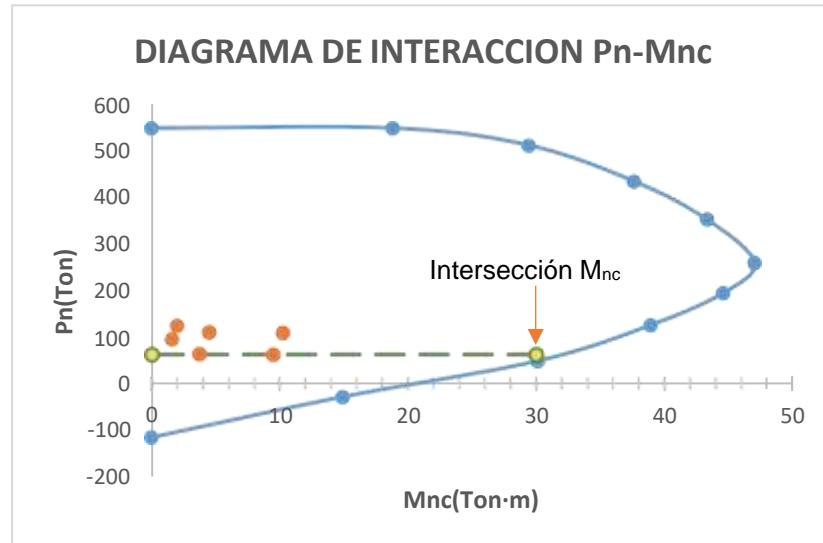


Figura 3.42 Diagrama de interacción nominal de la columna. [Elaboración propia]

La capacidad nominal a flexión de las vigas es proporcionada por su refuerzo longitudinal tal como se observa en la Figura 3.43 y puede ser determinada a partir de las ecuaciones empleadas para calcular la capacidad a flexión máxima probable con la única diferencia que ya no se tiene que considerar el factor de mayoración de 1.25.

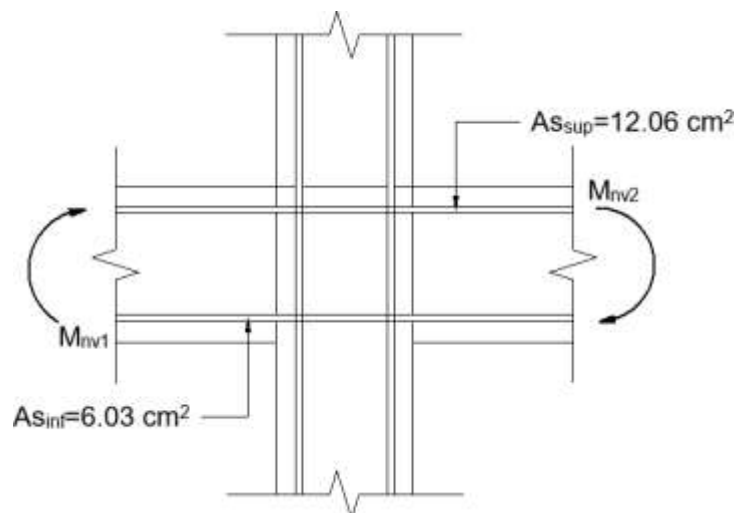


Figura 3.43 Áreas del refuerzo longitudinal en las vigas del nodo. [Elaboración propia]

La capacidad nominal a flexión de la viga dada por el acero inferior es:

$$a = \frac{A_{s-inf} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (3.37)$$

$$a = \frac{6.03 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 25} = 4.26 \text{ cm}$$

$$M_{nv1} = A_{s-inf} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (3.38)$$

$$M_{nv1} = 6.03 \cdot 4200 \cdot \left(44.2 - \frac{4.26}{2}\right) = 10.65 \text{ Ton} \cdot m$$

La capacidad nominal a flexión de la viga dada por el acero superior es:

$$a = \frac{12.06 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 25} = 8.52 \text{ cm}$$

$$M_{nv2} = 12.06 \cdot 4200 \cdot \left(44.2 - \frac{4.26}{2}\right) = 21.3 \text{ Ton} \cdot m$$

Una vez que se obtuvo la capacidad a flexión tanto de la columna como de las vigas, se verifica que la condición del criterio columna fuerte-viga débil se cumpla:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

$$M_{nc-sup} + M_{nc-inf} \geq 1.2 \cdot (M_{nv1} + M_{nv2})$$

$$30 + 30 \geq 1.2 \cdot (10.65 + 21.3)$$

$$60 \text{ Ton} \cdot m \geq 38.40 \text{ Ton} \cdot m \therefore \text{Si cumple}$$

3.11 Diseño de la cimentación

3.11.1 Elección del tipo de cimentación

El tipo de cimentación de una estructura dependerá principalmente de las cargas actuantes y de las propiedades mecánicas del terreno sobre el cual se situará dicha estructura. Por ello, siempre se recomienda realizar un estudio de suelos, para que a partir de los resultados que se obtengan, el especialista geotécnico sugerirá el tipo de cimentación más adecuada para la estructura y así no comprometer su estabilidad o integridad física.

Para este proyecto, el estudio geotécnico recomendó emplear una cimentación superficial, ya sean zapatas aisladas o vigas de cimentación según los cálculos estructurales. Teniendo presente que la resistencia del concreto deberá ser igual o mayor a $f'_c=280$ [kg/cm²] y la excavación será a metro y medio bajo el nivel de la cota de implantación con un sobre ancho de 0.20 [m] o mayor.

El tipo de cimentación seleccionada fue la viga de cimentación, puesto que el suelo no se caracteriza por una gran capacidad portante ($q_{adm}=20$ [Ton/m²]) lo que implica adoptar grandes dimensiones de aproximadamente 2.80x2.80 m para una zapata aislada considerando que debe soportar fuerzas axiales de hasta 150 [Ton].

3.11.2 Predimensionamiento de la zapata

El ancho de la zapata viene determinado por el área de esfuerzos de contacto entre la cimentación y el suelo del terreno. Para definir tal área es preciso determinar las cargas de servicio que las columnas le transmitirán a los cimientos y en función de la capacidad admisible del suelo, se calcula dicha área. En este caso, se cuenta con cuatro columnas a lo largo de la viga de cimentación, cada columna transfiere un carga axial denominadas como P1, P2, P3 y P4 tal como se representa en la Figura 3.44.

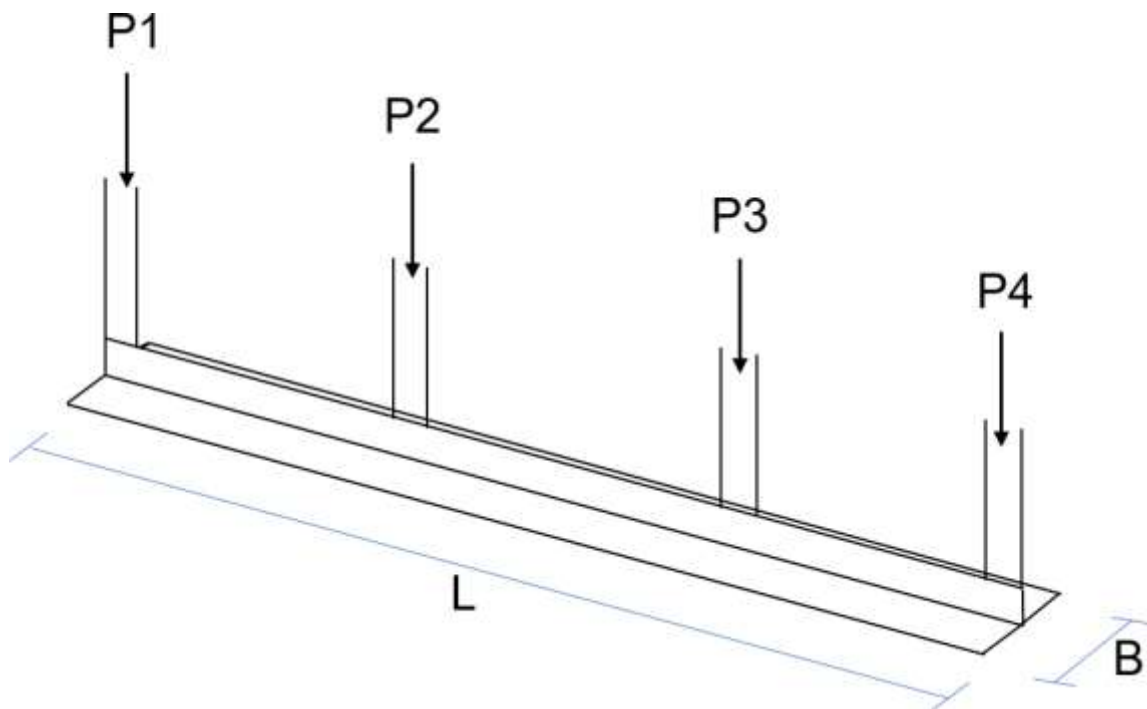


Figura 3.44 Cargas actuantes sobre la zapata. [Elaboración propia]

La fuerza axial total (P_s) es la correspondiente a la sumatoria de todas las fuerzas de cada columna y adicional se debe considerar el peso propio de la cimentación, material granular de relleno y sobrecarga de contrapiso, sin embargo, al no contar con las dimensiones reales de la cimentación, normalmente se lo contabiliza como un 15% de la fuerza total.

$$P_S = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \quad (3.39)$$

$$P_S = 78.81 + 128 + 117.4 + 69.8 = 394 \text{ Ton}$$

$$W_f = 0.15 \cdot P_S = 59.1 \text{ Ton}$$

El área de contacto es:

$$A = \frac{P_S + W_f}{q_{adm}} \quad (3.40)$$

$$A = \frac{394 + 59.1}{20} = 22.66 \text{ m}^2$$

El ancho requerido de la zapata es:

$$B = \frac{A}{L} = \frac{22.66}{16.55} = 1.37 \text{ m}$$

Por lo tanto, como se requiere un ancho de 1.37 m, por cuestiones prácticas durante la construcción, se adopta un ancho de 1.40 m. Además del ancho de la zapata, también se requiere calcular su espesor, el cual viene determinado por la demanda de cortante que se genere en la cara exterior de la viga como se observa en la Figura 3.45, cuyo ancho de viga (b_w) es de 600 [mm].

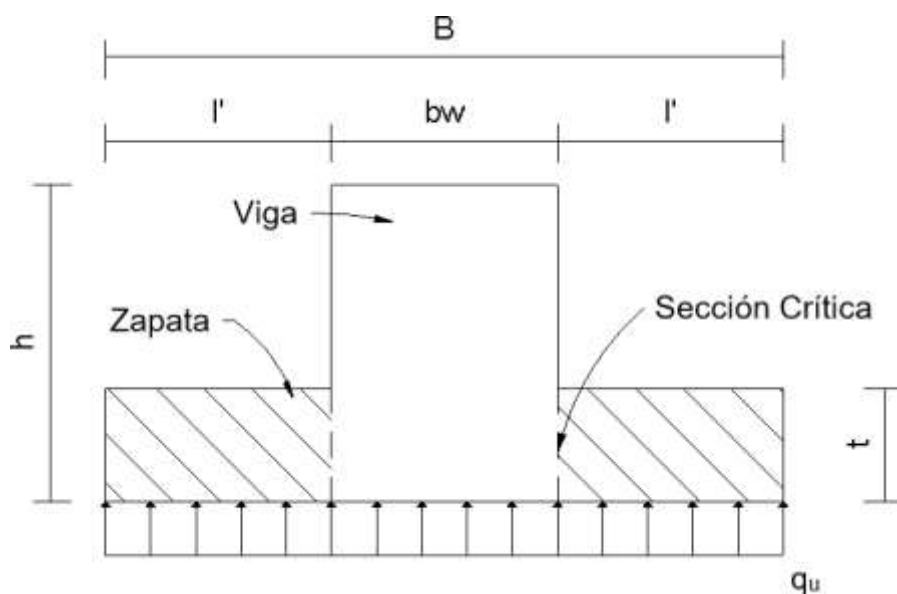


Figura 3.45 Sección crítica para el cortante

El cortante obtenido tiene que ser proveniente de los esfuerzos últimos, es decir, se tiene que aplicar los factores de las combinaciones de cargas a cada fuerza resultante en las columnas y seleccionar aquella combinación que otorgue la mayor demanda para P_u . Considerando todo lo mencionado, se determinó el esfuerzo último en la base de la zapata:

$$\sigma_u = \frac{P_u}{B \cdot L} \quad (3.41)$$

$$\sigma_u = \frac{504.91}{1.4 \cdot 16.55} = 21.79 \frac{Ton}{m^2}$$

El corte último es:

$$V_u = \sigma_u \cdot l' \quad (3.42)$$

$$V_u = 21.79 \cdot 0.4 = 8.72 Ton$$

Finalmente, el espesor de la zapata es calculado a partir del peralte efectivo requerido para soportar la acción del cortante último. Como el peralte efectivo es la distancia medida desde la fibra superior del elemento hasta el centroide de la varilla, para la obtención del espesor simplemente se tiene que tomar en cuenta el recubrimiento y la mitad del diámetro de la varilla.

$$dz = \frac{V_u}{0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w} \quad (3.43)$$

$$dz = \frac{8.72}{0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 0.6} = 163.8 mm$$

$$t = dz + rec + \frac{\emptyset}{2} = 229 mm$$

$$\therefore t = 250 mm$$

3.11.3 Diseño a flexión de la viga

Al tratarse de una viga de cimentación, se puede analizar como si fuera una viga T invertida, con lo cual sus apoyos se los idealizaría en la parte superior de la viga y ya no en la parte inferior que es lo habitual en cualquier tipo de viga. Para una mejor apreciación de lo mencionado, puede observarse la Figura 3.46.

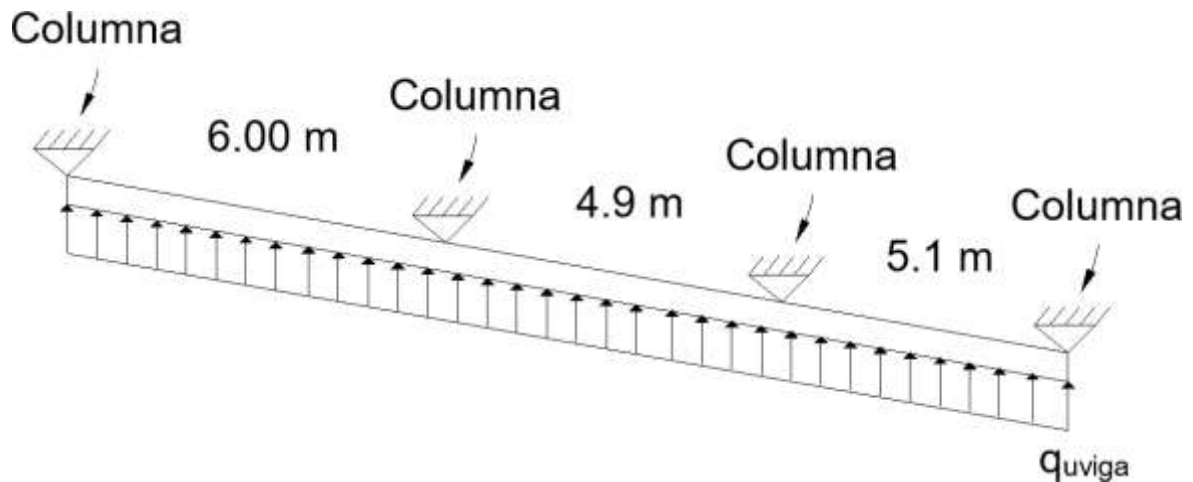


Figura 3.46 Esquema analítico de la zapata. [Elaboración propia]

La carga última que soporta la viga está dada según el esfuerzo último y el ancho de la zapata.

$$q_{uviga} = \sigma_u \cdot B \quad (3.44)$$

$$q_{uviga} = 21.79 \cdot 1.4 = 30.51 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Para la obtención de los momentos podría utilizarse cualquier programa de análisis estructural como Etabs, sin embargo, al ser algo sencillo como lo es una viga continua con carga uniforme, se optó por emplear los coeficientes del ACI-318. Cabe recalcar que la utilización de estos coeficientes suele conducir a valores conservadores, por lo cual, si es aconsejable realizar un análisis estructural en el caso que se desee una mayor precisión en los resultados. El diagrama de momentos se presenta en la Figura 3.47.

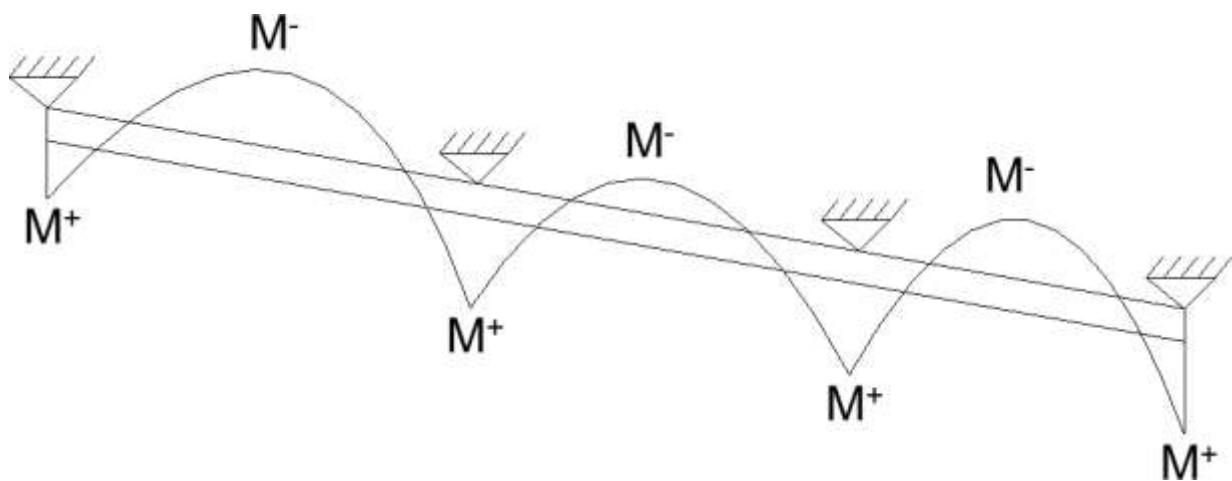


Figura 3.47 Diagrama de momentos en la viga. [Elaboración propia]

$$M_{positivo} = \frac{q_{uviga} \cdot Ln^2}{10} \quad (3.45)$$

$$M_{positivo} = \frac{30.51 \cdot 5.5^2}{10} = 92.30 \text{ Ton} \cdot m$$

$$M_{negativo} = \frac{q_{uviga} \cdot Ln^2}{14} \quad (3.46)$$

$$M_{negativo} = \frac{30.51 \cdot 6^2}{14} = 78.45 \text{ Ton} \cdot m$$

El peralte efectivo requerido por la viga es determinado por la demanda a flexión máxima que tenga que soportar el elemento:

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{0.145 \cdot f'c \cdot b_w}} \quad (3.47)$$

$$d = \sqrt{\frac{109.84 \cdot 1000 \cdot 100}{0.145 \cdot 280 \cdot 60}} = 640 \text{ mm}$$

Y al igual que para la zapata, la altura final de la viga fue obtenida considerando el recubrimiento y el diámetro de la varilla longitudinal, pero además también se adicionó el diámetro del estribo.

$$h = d + rec + \frac{\phi_l}{2} + \phi_e \quad (3.48)$$

$$h = 600 + 50 + \frac{25}{2} + 10 = 712.7 \text{ mm}$$

$$\therefore h = 700 \text{ mm}$$

Por último, tomando en cuenta la altura real de la viga y momentos tanto positivos como negativos, se calculó el área de acero requerida y por consiguiente la cantidad de varillas a colocar a lo largo de toda la viga. A continuación, se presentan los resultados del acero de refuerzo en la Tabla 3.29.

Tabla 3.29 Cálculo del refuerzo longitudinal. [Elaboración propia]

	Ubicación	Extremo Izq	En Medio	Extremo Der
Mu (Ton*m)	Sup.	-	65.92	-
	Inf.	57.679	-	92.3
As req (cm²)	Sup.	-	30.88	-
	Inf.	27.81	-	45.23
#Varillas req	Sup.	-	7	-
	Inf.	6	-	10
As def (cm²)	Sup.	24.54	34.36	24.54
	Inf.	29.45	24.54	49.1
p	Sup.	0.65%	0.92%	0.65%
	Inf.	0.78%	0.65%	1.30%
Refuerzo final	Sup.	5Φ25	7Φ25	5Φ25
	Inf.	6Φ25	5Φ25	10Φ25

3.11.4 Diseño a cortante de la viga

El ACI-318 también recomienda las siguientes expresiones para aproximar el valor del cortante último en la viga. Además, el reglamento permite adoptar el cortante calculado en la cara del apoyo, a una sección crítica localizada a d de la cara del apoyo en vigas no preesforzadas.

$$V_u = \frac{1.15 \cdot q_{viga} \cdot Ln}{2} \quad (3.49)$$

$$V_u = \frac{1.15 \cdot 30.51 \cdot 5.50}{2} = 96.50 \text{ Ton}$$

$$V_{ud} = \left(\frac{L - d}{\frac{L}{2}} \right) \cdot V_u \quad (3.50)$$

$$V_{ud} = \left(\frac{6 - d}{\frac{6}{2}} \right) \cdot 96.50 = 76.30 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante del concreto es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 60 \cdot 62.75 = 33.39 \text{ Ton}$$

La demanda del cortante en el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{96.50}{0.75} - 37.33 = 72.41 \text{ Ton}$$

El área del refuerzo transversal fue determinada considerando una separación entre estribos de 100 mm. Y como ya se ha mencionado anteriormente, el área del refuerzo transversal permite fijar la cantidad de ramales requeridos y como consecuencia definir el número de estribos a utilizar.

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

$$A_v = \frac{(91.34 \cdot 1000) \cdot 10}{4200 \cdot 62.75} = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$\#ramales = \frac{A_v}{A_{\phi}} = 3.50$$

\therefore 2 Estribos cerrados cada 100 mm

3.11.5 Diseño de la zapata

La zapata puede ser idealizada como una viga en voladizo cuyo soporte sería el alma de la viga de cimentación (ver Figura 3.48), en consecuencia, el refuerzo principal es determinado calculando el momento a flexión en el extremo empotrado, es decir:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot l'^2}{2} \quad (3.51)$$

$$M_u = \frac{21.79 \cdot 0.40^2}{2} = 1.74 \text{ Ton} \cdot \frac{m}{m}$$

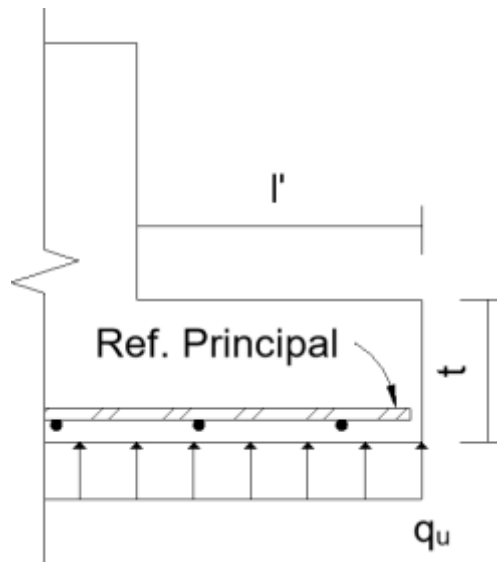


Figura 3.48 Detalle del refuerzo longitudinal en la zapata. [Elaboración propia]

El área del acero longitudinal requerido es:

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{3.4 \cdot d} \quad (3.52)$$

$$A_{sreq} = \frac{1.74}{3.4 \cdot 0.194} = 2.64 \frac{cm^2}{m}$$

Además, los reglamentos estipulan un refuerzo mínimo a flexión que se le debe proporcionar al elemento y que debe ser igual al refuerzo requerido por la demanda de flexión.

$$A_{smin} = 0.0033 \cdot d \quad (3.53)$$

$$A_{smin} = 0.0033 \cdot 0.19 = 6.40 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{sreq} \geq A_{smin} = 2.64 \frac{cm^2}{m} \geq 6.40 \frac{cm^2}{m} \therefore \text{No cumple}$$

$$A_s = A_{smin}$$

Para satisfacer el área de acero, se decidió colocar $\Phi 12$ mm c/150 mm en toda la longitud del ancho de la zapata. También debe colocarse un refuerzo longitudinal en la otra dirección, a pesar que la flexión en tal dirección es mínima.

$$A_s = 0.0018 \cdot t = 0.0018 \cdot 25 = 4.18 \frac{cm^2}{m}$$

Por lo tanto, el área de acero puede satisfacerse colocando una varilla de 12 [mm] cada 250 [mm]

3.11.6 Detalle estructural

En la Figura 3.49 se presenta el corte transversal de la zapata detallando cada uno de los aceros longitudinales y transversales obtenidos en el diseño. Además, se especifica los niveles de excavación y el material de relleno.

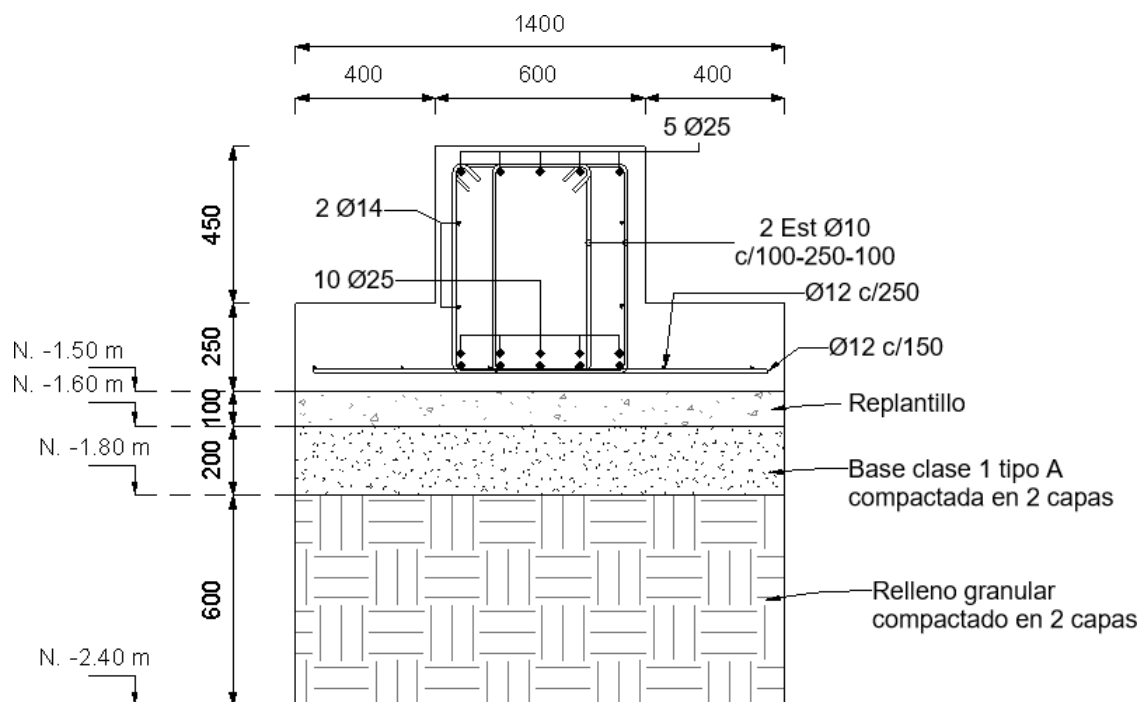


Figura 3.49 Sección transversal de la zapata. [Elaboración propia]

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISIS DEL CICLO DE VIDA

4.1 Objetivos

4.1.1 Objetivo General

Determinar la mejor alternativa de los sistemas estructurales cuantificando los impactos ambientales implicados en el ciclo de vida.

4.1.2 Objetivos Específicos

- Establecer una matriz de identificación de impactos más importantes que permitan realizar una comparación entre los sistemas estructurales de Hormigón Armado y Acero.
- Evaluar los impactos en base a criterios cuantitativos y proponer soluciones sostenibles para la mitigación de los efectos negativos dados.
- Definir cuál de los dos métodos constructivos es ambientalmente preferible en base a la valoración cuantitativa de impacto.

4.2 Antecedentes

Durante el ciclo de vida de cualquier proceso constructivo, ya sea de gran o menor magnitud, siempre se generarán sobrantes de los materiales utilizados en obra, también conocidas como Mermas; además de basura y residuos tóxicos, éstas dan lugar a la contaminación (Monroy, 2018).

Según la ISO-14040 (2007) indica que “Los desechos de la construcción provienen de varios medios contaminantes, como el transporte interno encargado de trasladar los materiales y equipos hasta el sitio específico, un mal almacenaje, pésima manipulación para su aplicación, etc.”

Para este caso, se determinará cuáles son los impactos involucrados en cada proceso de la construcción para un sistema de concreto armado y acero.

4.3 Metodología

Se tratarán etapas del proceso de producción del hormigón como recepción y transporte de la materia prima, producción del concreto, uso y disposición final, en los que se identificarán los impactos ambientales.

La norma ISO-14040 también acota que, “El análisis del ciclo de vida trata de una evaluación ambiental con la que se puede cuantificar los aspectos ambientales e impacto potenciales de un servicio en todas las etapas de su existencia”.

De manera que, para el proyecto se analizarán los impactos asociados a cada etapa del ciclo de vida enfocados en los sistemas estructurales como tal mediante una matriz causa-efecto para la identificación de impactos, cuyos pasos serán:

- Identificación de componentes ambientales más susceptibles a sufrir cambios negativos.
- Definición de las actividades ejecutadas en cada etapa de la construcción que influyen en los efectos dañinos sobre los componentes ambientales.
- Comparar los resultados de valores cualitativos entre los sistemas alternativos propuestos para determinar el ambientalmente preferible.

4.4 Descripción del Hormigón

4.4.1 Materia prima

Para fabricar hormigón se requieren de las siguientes materias primas: Agua, áridos de distintos tamaños y cemento. En cuanto a la fabricación del cemento se emplea el uso de arcillas y piedras calizas.

Durante las fases de extracción, procesado, y producción los impactos ambientales vinculados como modificaciones topográficas, pérdida de suelos, contaminación atmosférica por emisiones de CO₂, polvo en suspensión, ruido y vibraciones (Cagiao, 2010). En la Figura 4.1 se muestra la gran cantidad de polvo en suspensión generado por los procesos de extracción de materia prima.



Figura 4.1 Las canteras de piedra caliza como fuente de contaminación del aire.
[Fuente Zoonar Alamy]

4.4.2 Consumo de agua

Portland Cement Association (2019) menciona que “Cuando de construcción de Hormigón Armado se trata, se debe pensar en el agua, ya que dicho recurso es empleado en varios campos”. Así pues, al momento de producir cemento se consume una cantidad considerable de agua para llevar un control del levantamiento del polvo, enfriar productos, etc.

El agua también es empleada para el curado con el que se asegura la hidratación del cemento para que el hormigón siga obteniendo mayor resistencia. En base a lo indicado en la NEC-SE-HM (2015), cuando no se dispone de especificaciones respecto al tiempo en que debe mantenerse húmedo el concreto, lo más recomendable es hacerlo durante 5 a 7 días.

Los impactos ambientales producidos por las descargas de aguas con efluentes contaminan de manera severa las fuentes hídricas naturales que reciben estos desechos.

4.4.3 Energía

Para la obtención de hormigón se requiere de grandes cantidades de energía, por un lado, está la utilización de la eléctrica o combustibles fósiles para la operación de maquinarias para la extracción de materias primas.

La parte de la fabricación del cemento que consume mayor energía es durante la trituración y calcinación del Clinker subiendo la temperatura a 1500 °C; dicho proceso es uno de los principales contribuidores de la emisión de gases de efecto invernadero (GEI) (Watts, 2019).

4.4.4 Atmósfera

Las emisiones generadas desde los silos de cemento son en forma de polvo, por lo que se obtiene un nivel bajo de toxicidad. Por otra parte, cuando se encuentran en la caldera de vapor el tipo de emisiones producidas son gases como el CO₂.

Según un estudio hecho por el Laboratorio de Ingeniería Sostenible (2010) demostró que “El sector cementero es el que contribuye al 5% de las emisiones del CO₂, y éste, es el principal gas productor del efecto invernadero y cambio climático”.

4.5 Descripción del Acero

4.5.1 Materia prima

La Asociación Latinoamericana del Acero (2009) indica que: “La obtención de la materia prima comienza por la explosión de la roca que contiene minerales de hierro en bruto, mismo que representa el elemento principal para la fabricación del acero”.

Sin embargo, las actividades realizadas en cada de etapa de remoción y procesamiento de ciertos minerales de la corteza terrestre implica acciones de movilización de grandes cantidades de materia prima generando partículas en suspensión, y consecuentemente, modificaciones en las propiedades del terreno y alteración de acceso al recurso, líquidos o gaseosos los elementos deseados para su uso específico (Folchi, 2005).

Los impactos se reflejarían como transformación del paisaje, degradación del aire y un serio daño en la salud de los operarios tal como se visualiza en la Figura 4.2.



Figura 4.2. Extracción de los minerales de hierro generando modificaciones geológicas y de partículas en suspensión. [Fuente: Aritz Olea]

4.5.2 Consumo de Agua

La producción del acero involucra una contaminación del agua a gran escala, en procesos como el enfriamiento, descalcificación, limpieza del polvo, entre otras; y como tal, ésta debe ser tratada antes de ser retornada casi por completo a las fuentes hídricas de donde se extrajeron (Alacero, 2009).

La revista Fluence (2019) asegura que en promedio se consume 28600 *lt* por tonelada métrica de acero en las plantas integradas para su fabricación con una media de descarga aproximada de 25300 [lt], como tal, las pérdidas de agua estarían dentro del rango de 1600-3300 [lt] el 90 % del agua se descarga previo al enfriamiento y tratamiento.

En ocasiones, no se llevan a cabo estos procesos de tratamiento y depuración del agua antes retornarla, por lo que, afectarían a los ecosistemas acuáticos debido a las descargas de las aguas que contienen compuestos tóxicos.

4.5.3 Energía

Para la extracción del material se requiere de un alto consumo de energía, y consecuentemente un consumo y agotamiento en gran escala del recurso natural Carbón empleado como el combustible para fundir los minerales de hierro (Bellart & Mesa, 2009).

4.5.4 Atmósfera

El aire es el recurso de mayor consumo, ya que, en los altos hornos donde se alcanzan temperaturas mayores a 1500 °C, la mezcla de hierro recibe grandes cantidades de oxígeno sopladados a velocidades supersónicas, para finalmente, transformarse en acero.

En general, la fabricación de hierro y acero han constituido inconvenientes ecológicos dando lugar a la emisión de gases nocivos como el óxido de azufre, dióxido de nitrógeno y monóxido de carbono (Fluence, 2019).

4.6 Identificación y evaluación de impactos ambientales

Se llevará a cabo un análisis de las etapas del proceso de fabricación teniendo en cuenta los componentes ambientales o recursos naturales que podrían resultar más afectados negativamente por el hormigón y el acero.

Mediante una matriz de identificación de impactos (ver Tabla 4.1) se describirán las actividades responsables de los daños al medio ambiente.

4.6.1 Hormigón

Tabla 4.1 Matriz de identificación de impactos para el Hormigón.

[Fuente: ISO 14040-14044]

ETAPA	ACTIVIDADES	COMPONENTES AMBIENTALES			
		MATERIA PRIMA	AGUA	ENERGÍA	ATMÓSFERA
		IMPACTOS AMBIENTALES ASOCIADOS			
EXTRACCIÓN DE MATERIAS PRIMAS	Extracción de minerales de hierro a cielo abierto. Transporte de equipos y materiales.	Alteración de propiedades del terreno generando gran cantidad de desechos.	Disminución de la Biodiversidad	Agotamiento por abuso de energía	Contaminación atmosférica

ETAPA	ACTIVIDADES	COMPONENTES AMBIENTALES			
		MATERIA PRIMA	AGUA	ENERGÍA	ATMÓSFERA
		IMPACTOS AMBIENTALES ASOCIADOS			
PRODUCCIÓN	Procesos de combustión y consumo energético intensivo y de combustibles fósiles.	N/A	Afectación de calidad de agua por descargas de efluentes	Agotamiento de energía global	Afectación de la calidad del aire por emisiones de polvo y gases
DISTRIBUCIÓN	Transporte de materiales pétreos. Descarga y almacenamiento de los materiales.	Contaminación del suelo por residuos regados en el camino	N/A	Consumo de combustibles fósiles	Emisión de partículas y CO ₂
USO DEL PRODUCTO	Lavado y mantenimiento de diversos objetos en obra. Colado del concreto para distintos elementos estructurales de la obra. Uso de madera para encofrados.	Generación de mermas y gran desperdicio de recursos contaminados por residuos líquidos y sólidos. Agotamiento de recursos forestales	Contaminación de fuentes hídricas por aguas residuales no tratadas	N/A	Afectación de la calidad del aire por emisiones de polvo y gases
DEMOLICIÓN Y RECICLADO	Vertimientos contaminantes al agua. Emisiones de gases de combustión y polvo.	N/A	Deterioro de la calidad del agua	Gran desgaste de energía eléctrica y combustibles	Emisiones de CO ₂ y partículas en suspensión

Para el proyecto se trabajará con hormigones de resistencias de hasta 35 MPa, por lo tanto, se realiza un análisis cuantitativo de los recursos naturales que se consumen

y la cantidad de emisiones CO₂ en kg por cada tonelada del producto a partir de la recopilación de datos dados en un esquema que refleje toda esta información en las distintas etapas del ciclo de vida. En la fase de extracción y producción se tiene un consumo neto compartido de agua, emisiones y energía.

En el esquema de la Figura 4.3, se presentan las cantidades consumidas por cada tonelada de hormigón producido y utilizado desde su fabricación hasta su expedición:

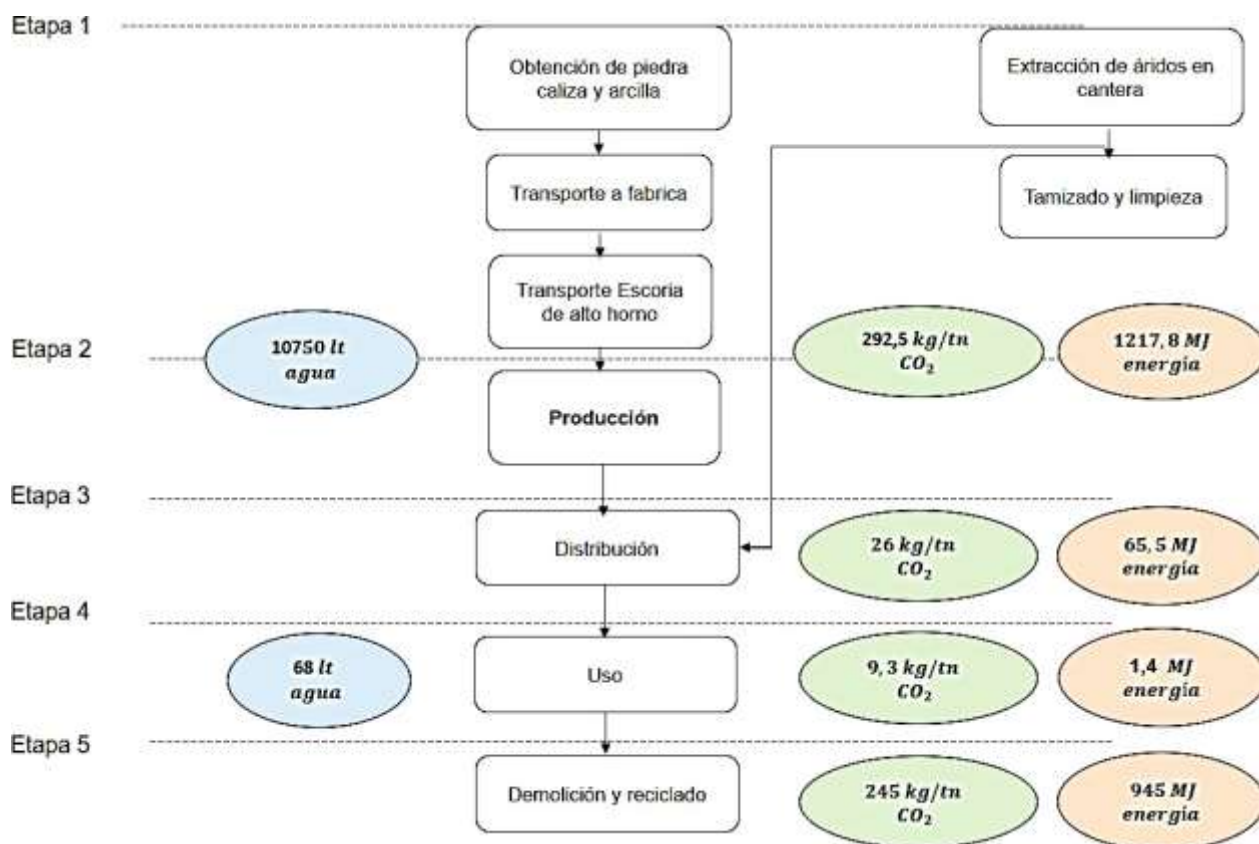


Figura 4.3. Esquema del ciclo de vida para el Hormigón.

[Fuente: Base de Datos ITEC]

Al igual que en el hormigón, se llevó a cabo un análisis de impactos ambientales del procesamiento del acero tabulados en la Tabla 4.2.

4.6.2 Acero

Tabla 4.2. Matriz de identificación de impactos para el Acero.

[Fuente: ALACERO]

ETAPA	ACTIVIDADES	COMPONENTES AMBIENTALES			
		MATERIA PRIMA	AGUA	ENERGÍA	ATMÓSFERA
		IMPACTOS AMBIENTALES ASOCIADOS			
EXTRACCIÓN DE MATERIAS PRIMAS	Extracción de minerales de hierro a cielo abierto. Transporte de equipos y materiales.	Alteración de propiedades del terreno generando gran cantidad de desechos	Agotamiento o excesivo de este recurso	Consumo intensivo de energía eléctrica	Degradación de del aire
PRODUCCIÓN	Procesos de combustión y consumo energético intensivo y de combustibles fósiles en altos hornos. Procesos como el enfriamiento, descalcificación, limpieza del polvo, entre otras.	N/A	Contaminación del agua a gran escala	Gran desgaste de energías	Emisiones de CO2 estimulantes para el efecto invernadero
DISTRIBUCIÓN	Transporte de materiales pétreos. Descarga y almacenamiento de los materiales.	N/A	N/A	Consumo de combustibles fósiles	Emisiones de material particulado al aire y CO2
USO DEL PRODUCTO	Colocación de perfiles laminados con maquinarias necesaria para soldadura	Generación de desperdicios y residuos contaminantes	N/A	N/A	Gases tóxicos liberados al aire

ETAPA	ACTIVIDADES	COMPONENTES AMBIENTALES			
		MATERIA PRIMA	AGUA	ENERGÍA	ATMÓSFERA
		IMPACTOS AMBIENTALES ASOCIADOS			
DEMOLICIÓN Y RECICLADO	Envío de residuos separados a plantas de tratamiento para unirlos al resto de chatarras para reciclarla como materia prima para el uso de fabricación del acero.	N/A	N/A		Emisiones de CO ₂ . Suspensión de partículas y contaminación acústica al medio

Al igual que en el caso del concreto, se utilizará como unidad funcional la tonelada para medir en [kg/Ton] las emisiones de CO₂, y demás unidades anteriormente indicadas. Por cada tonelada de acero se genera aproximadamente 4 toneladas de dióxido de carbono, además, es el responsable del 4 % de emisiones de CO₂ a nivel global producidos por fabricación del acero.

En la fase de extracción y producción se tiene un consumo neto compartido de agua, emisiones y energía.

En la Figura 4.4, se indican las cantidades consumidas por cada tonelada de acero producido y utilizado desde su fabricación hasta su expedición:

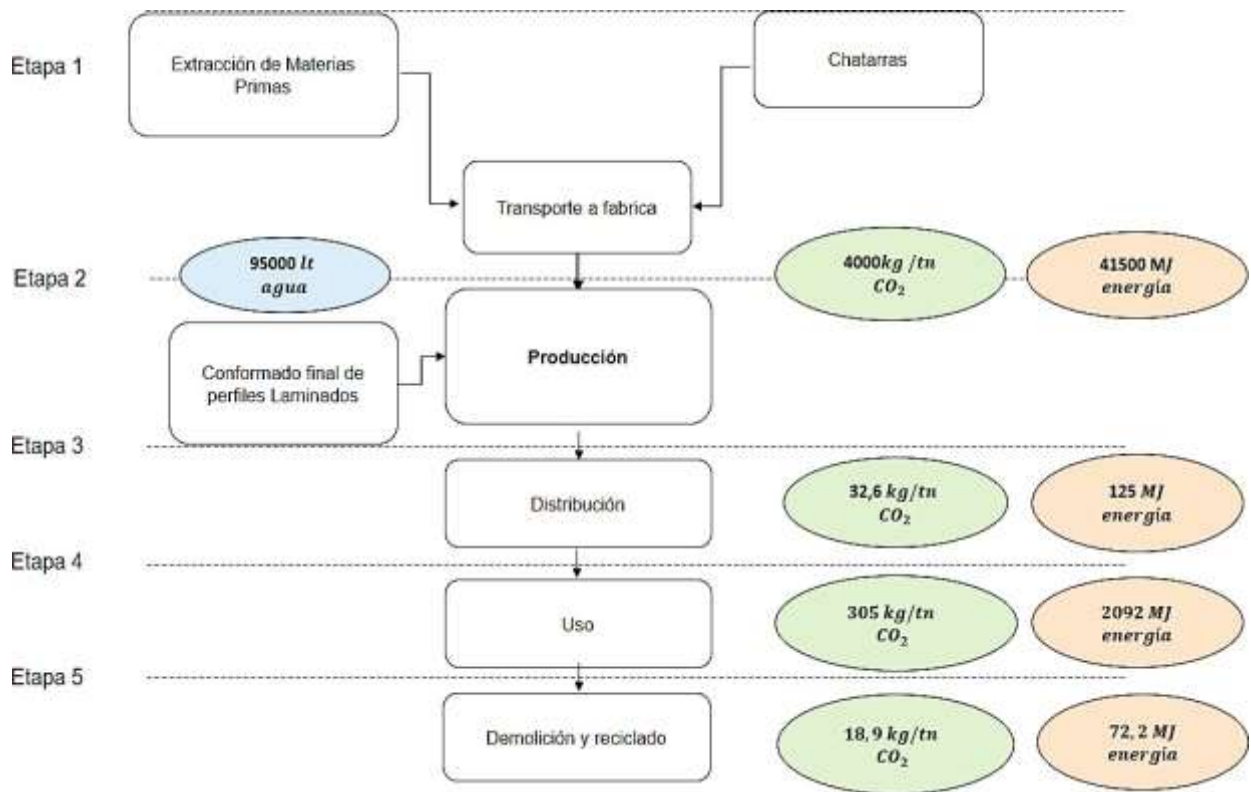


Figura 4.4. Esquema del ciclo de vida para el Acero.

[Fuente: Base de Datos ITEC]

La etapa de producción del hormigón y el acero, es la que constituye el mayor problema de contaminación por las altas emisiones de polvo y de gases, en especial el Dióxido de Carbono CO₂, el cual contribuye al cambio climático. Como se ve en la Figura 4.5.

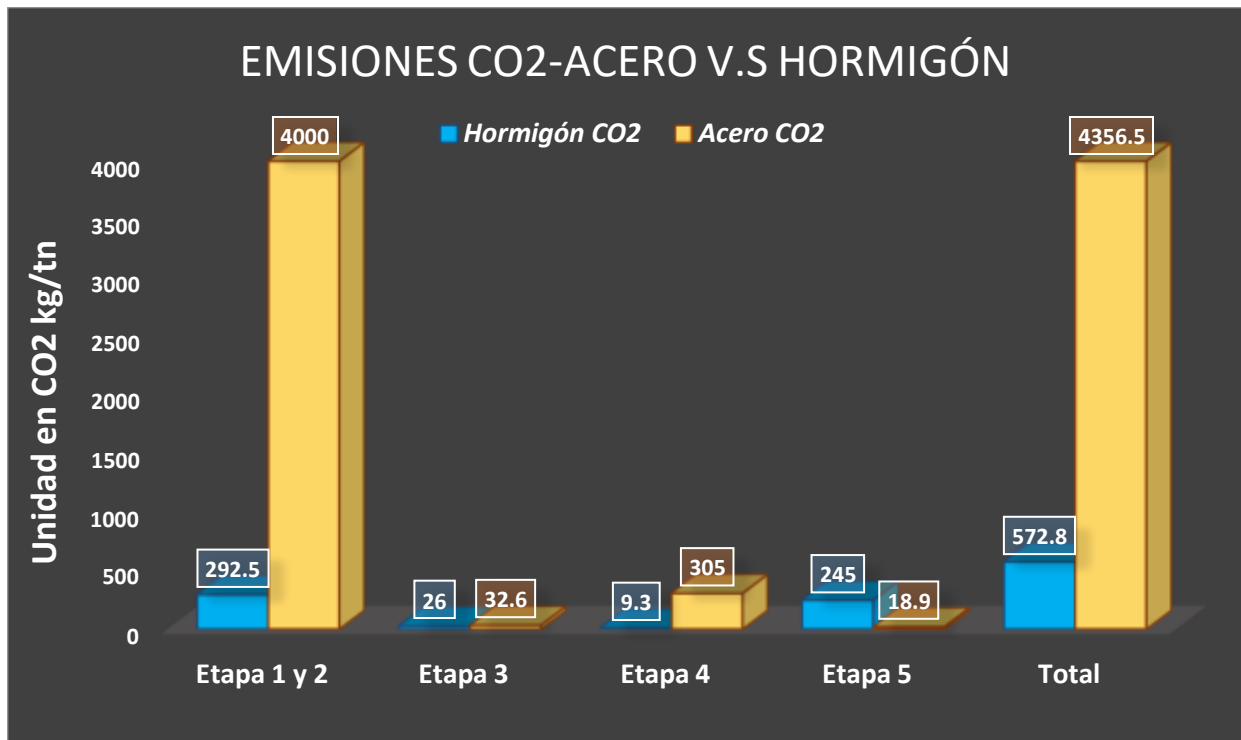


Figura 4.5 Barras de comparación cuantitativa de las emisiones entre Hormigón y Acero. [Fuente: Base de Datos ITEC]

En base a una valoración cuantitativa de emisiones de gases y consumo de recursos como el agua y energía, es evidente que el acero supera considerablemente las emisiones de CO₂ en unidades de [kg/Ton] y en consumo de energía a las de hormigón.

Sin embargo, a pesar de que el acero posee aspectos desfavorables presentados en el ciclo de vida del acero, éste material es bastante reciclable y, durante la construcción, el consumo de agua es casi nulo en comparación con el hormigón, que, además, no es reutilizable.

Por otra parte, los sistemas de acero estructural requieren de menos volumen y cantidad de materiales, ya que, estos elementos no requieren de una composición o mezclas de recursos naturales, tales procesos se dan con la producción del concreto en obra, donde se generan grandes cantidades de desperdicios y aguas residuales durante las mezclas y el colado del mismo.

Durante la fabricación del acero se consumen enormes cantidades de energía superando en gran medida a la empleada durante el ciclo de vida del hormigón, en la Figura 4.6, se ilustra tal diferencia en las dos últimas columnas.

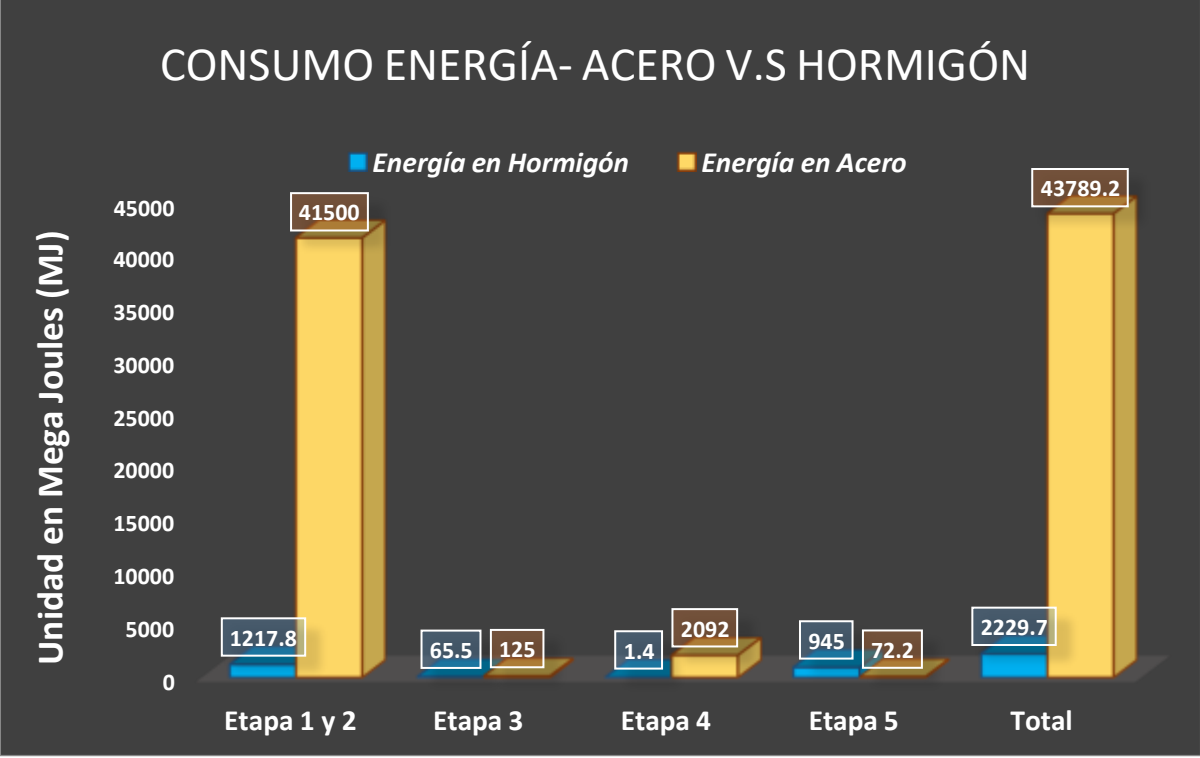


Figura 4.6. Barras de comparación cuantitativa del consumo energético entre Hormigón y Acero.

[Fuente: Base de Datos ITEC]

Por último, en la Figura 4.7, se observa la comparación únicamente de las etapas 1, 2 y 4, por el motivo de que, en las otras fases del acero, el uso del agua es casi nulo y no tendría ni siquiera una comparación cuantitativamente cercana con el consumo exorbitante para la fabricación del hormigón.

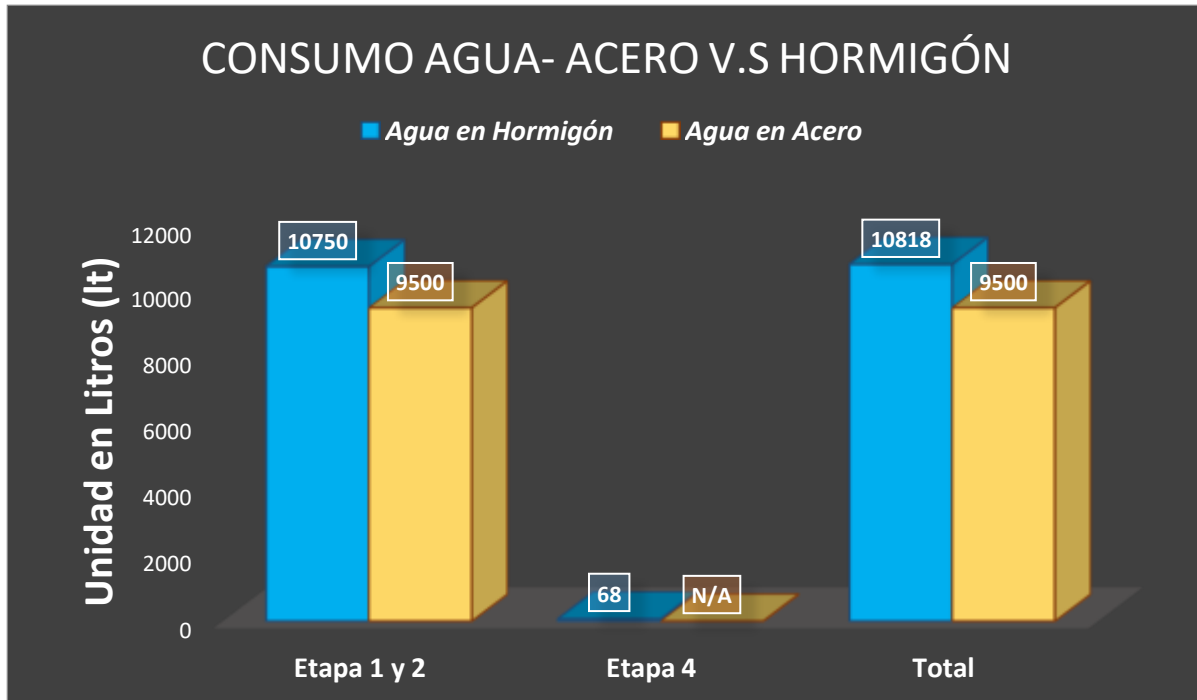


Figura 4.7. Barras de comparación cuantitativa del consumo de agua entre Hormigón y Acero.

[Fuente: Base de Datos ITEC]

4.7 Medidas de mitigación del impacto ambiental

Para cada proyecto estructural es necesario establecer medidas de atenuación de impactos al medio.

En el caso del hormigón, las estrategias a emplear consisten en reducir las cantidades de cemento Portland y sustituirlo por alternativas de mayor índice ecológico o sostenible. La razón de plantear ésta metodología se debe a que éste elemento, es el principal responsable de las emisiones de CO₂ y generador de otros factores contaminantes nocivos para los componentes ambientales indicados anteriormente.

Se plantea el mismo principio para el acero, cuyo componente de mayor influencia para el impacto ambiental es el mineral y su procesamiento.

A continuación, en las Tabla 4.3, se establecerán medidas para minimizar impactos para el hormigón.

4.7.1 Hormigón

Tabla 4.3. Soluciones y resultados para mitigar los impactos ambientales del Hormigón. [Fuente: Laboratorio de Ingeniería Sostenible]

ETAPAS	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	RESULTADOS
RECEPCIÓN DE MATERIAS PRIMAS	<ul style="list-style-type: none"> • Limitar la afectación al área estrictamente necesaria para la exploración. • Uso de tierra superficial y la reforestación. • Utilizar aguas recicladas utilizadas en la limpieza para controlar el polvo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor conservación de áreas mineras posterior a su explotación. • Reducción de contaminación al aire por emisiones de polvo. • Menor uso del agua como supresor del polvo.
PRODUCCIÓN DE CEMENTO	<ul style="list-style-type: none"> • Sustitución del clínker por puzolanas o escorias. • Reducir la cantidad de combustible fósil reemplazándolo por residuos o biomasa. • Receptar en silos el cemento con un colector de polvo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción de Emisiones CO₂. • Menor consumo de energía en fabricación. • Menor generación de residuos sólidos.
DISTRIBUCIÓN	<ul style="list-style-type: none"> • Uso de lonas en los vehículos para cubrir los materiales pulverulentos. • Disposición de un acopio idóneo para el almacenamiento de los materiales. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción de partículas emitidas al aire. • Ahorro de un gran consumo de agua.
USO DEL PRODUCTO	<ul style="list-style-type: none"> • Establecer sitios adecuados para almacenaje, mezcla y carga de materiales. • Uso de materiales reciclados en lugar de áridos naturales. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mitigación de emisiones al medio ambiente. • Mejora en características verdes del concreto.

ETAPAS	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	RESULTADOS
	<ul style="list-style-type: none"> • Recoger los sobrantes diarios de hormigón. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción de impacto negativo a la calidad del suelo y el agua superficial.
DEMOLICIÓN Y RECICLADO	<ul style="list-style-type: none"> • Limpieza y despeje del área de todo residuo y desperdicio. • Aprovechamiento y transporte de residuos reciclados. • Reutilización de desechos como áridos para bases firmes, como nuevas amasadas de hormigón, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción del consumo eléctrico global. • Menores gastos de recursos. • Minimización de emisiones de CO2.

De igual manera, en la Tabla 4.4, se indican las medidas para minimizar impactos durante las etapas del acero.

4.7.2 Acero

Tabla 4.4. Soluciones y resultados para mitigar los impactos ambientales del Acero. [Fuente: ECOSAMBITO & C. LTDA]

ETAPAS	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	RESULTADOS
RECEPCIÓN DE MATERIAS PRIMAS	<ul style="list-style-type: none"> • Limitar la extensión del área de impacto. • Minimizar el consumo de recursos naturales y maximizar su reutilización. • Utilización de riego o supresante de polvo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Minimización de área alterada y escombrada. • Reducción significativa de desperdicios y pasivos ambientales. • Menor emisiones de material particulado.
PRODUCCIÓN DE ACERO	<ul style="list-style-type: none"> • Emplear recursos renovables y reciclables de acero. 	

ETAPAS	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	RESULTADOS
	<ul style="list-style-type: none"> • Uso de gas natural como fuente de energía en las plantas de acero. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mitigación de gases contaminantes al ambiente. • Ahorro considerable de energía.
DISTRIBUCIÓN	<ul style="list-style-type: none"> • Limpieza de los vehículos que transportan material para evitar deposición accidental de residuos en la ruta. • Realizar los adecuados mantenimientos de maquinarias y equipos de construcción. 	<ul style="list-style-type: none"> • Menor alteración del suelo y entorno. • Minimización de emisión de contaminantes.
USO DEL PRODUCTO	<ul style="list-style-type: none"> • Tratamiento de aguas contaminadas con residuos peligrosos antes de ser retornadas y vertidas accidentalmente. • Al dismantelar las estructuras temporales se debe restaurar o rehabilitar las zonas puntuales alteradas negativamente. 	<ul style="list-style-type: none"> • Reducción de contaminación del suelo y agua. • Mayor conservación y estética del entorno que rodea al proyecto.
DEMOLICIÓN Y RECICLADO	<ul style="list-style-type: none"> • Utilizar aguas lluvias o extraídas de pozos para rociarlas sobre material particulado y evitar las molestias del mismo. • Evacuar diariamente los desechos provenientes de demoliciones a un sitio de almacenamiento y cubrirlos con plástico. • Mantener apagados, en la mayor medida posible, los equipos o máquinas que no estén operando. 	<ul style="list-style-type: none"> • Minimización de emisiones de material fino al aire. • Menor emisiones gases de contaminantes a la atmósfera. • Ahorro de combustibles.

4.8 Conclusiones

- ❖ Dentro del análisis expuesto en la matriz de identificación, se determinó que durante el ciclo de vida del hormigón se generan grandes cantidades de residuos o desperdicios como producto de su fabricación que a la vez implica una gran demanda del agua volviéndola poco o nada reutilizable después de su uso.
- ❖ Frente a la información recaudada acerca del sistema estructural de acero, éste requiere de menos esfuerzo y recursos naturales, a pesar de su mayor índice de emisiones de CO₂, éste genera menos desperdicios o residuos contaminantes en comparación con el hormigón.
- ❖ Finalmente, se concluye que el acero es ambientalmente preferible gracias a su baja degradación que le permite reciclarse varias veces, evitando que se fabriquen mayores cantidades del material y un menor consumo de recursos naturales como el agua y la materia prima.

4.9 Recomendaciones

- ❖ Para llevar a cabo un análisis cuantitativo más efectivo y confiable se debería utilizar el metro cuadrado como la unidad funcional para determinar cuánto material de hormigón o acero se emplea por 1 m², considerando que en ambos métodos constructivos entran los dos elementos estructurales formando un sistema monolítico.
- ❖ Sin embargo, en base a lo expuesto en el capítulo 2, se tomó la decisión de trabajar con el sistema estructural de hormigón presenta varias ventajas en el aspecto económico, mano de obra, disponibilidad de materiales y mantenimiento. Respecto a lo ambiental, se propone una serie de medidas que se pueden emplear para minimizar los impactos negativos, lo cual contrarrestará los efectos de adoptar un sistema estructural con mayor impacto.

CAPÍTULO 5

5. GESTIÓN DE OBRA Y ESTIMACIÓN DE PRESUPUESTO

5.1 Introducción

El presente proyecto comprenderá únicamente el diseño estructural para la valoración de un presupuesto referencial. No se considerarán materiales ni elementos de otras áreas de la construcción como la arquitectónica, instalaciones sanitarias y mecánicas, ni de otro tipo, debido a que el alcance del proyecto está establecido hasta el primer punto mencionado.

Sin embargo, cabe recalcar que, dichas instalaciones de fontanería y mecánicas se las realizó en el software Revit con el propósito de trasladarlas al programa Navisworks e implementar las herramientas avanzadas que proporciona, una de estas es “Clash Detection” la cual facilita en gran medida la detección de interferencias o cruces entre elementos estructurales, en especial las instalaciones que son mucho más propensas a intersecarse entre sí. Otra aplicabilidad particular y beneficiosa del software Navisworks es la simulación de un recorrido virtual que permite inspeccionar cada rincón de un modelo único tridimensional, con lo cual se fiscaliza de forma virtual y en tiempo real que todo se encuentre correctamente distribuido y colocado en su correspondiente sitio.

Además, Navisworks permite llevar un registro visual de las eventualidades entre lo planificado y la obra ejecutada mediante una simulación 4D referente al cronograma de actividades.

5.2 Descripción de Rubros y APU

5.2.1 Rubros

5.2.1.1 Trabajos preliminares

En esta fase se llevará un control e inspección del terreno, donde se preparará el terreno mediante actividades como desalojo y limpieza de escombros, replanteo y nivelación, excavación a mano y mejoramiento de material compactado.

Para el proceso de trazado y marcado del área, se utilizan equipos de alta precisión.

Se requieran equipos aptos para la carga y el transporte con el fin de cumplir este propósito, donde estos deberán llevar obligatoriamente una cubierta de lona como protección de derrames.

En cuanto a la compactación de la sobre excavación en los cimientos con material obtenido de la excavación se ejecuta hasta alcanzar los niveles y cotas determinadas y esperadas según los planos.

El relleno de las áreas sobre las zapatas, vigas de cimentación, cadenas, plataformas y otros indicados en planos o requeridas en obra, se llevan a cabo hasta conseguir las características del suelo existente o mejorar el mismo.

5.2.1.2 Subestructura

Trata los elementos estructurales que se localizan por debajo del nivel del suelo, y este conjunto de elementos como zapatas, riostras de cimentación y pedestales trabajan como un solo sistema encargándose de transmitir las cargas de la superestructura al suelo de manera uniforme. La subestructura culmina con el vertido de concreto para el contrapiso. Pero antes, es necesario colocar una capa de hormigón simple conocida como replantillo en la que se sobrepondrán las cimentaciones. La armadura debe estar montada sobre unos dados de hormigón que les permitirá tener un recubrimiento y protegerlo de cualquier clase de agente dañino provenientes del suelo y la humedad.

Las dimensiones y refuerzo de acero son las que se detallan en los planos. Este material debe estar libre de escorias, grasa, arcilla, oxidación, pintura o cualquier tipo de recubrimiento extraño que pueda afectar significativamente sus propiedades y una buena adherencia con el hormigón. Estos cuidados son aplicados también para el refuerzo de la superestructura.

Una vez encofrado se dispone de los equipos de vaciado para verter el hormigón y se vibra correctamente el material premezclado. Curar cuidadosamente el tiempo y las veces necesarias.

5.2.1.3 Superestructura

Esta etapa comprende la fundición de hormigón estructural para las columnas, vigas y losa alivianada.

Asegurar que el doblado, formación de ganchos, cortes y colocación del acero de refuerzo cumplan con las especificaciones establecidas en los planos estructurales al igual que el hormigón armado.

Con el hormigón elaborado en obra se comienza a fundir y se vibra la mezcla colada con golpes, para impedir que se produzca segregación en los puntos de arranque.

Se mantendrá bajo cuidado la plomada, la estabilidad del encofrado y la posición del acero de refuerzo. Al iniciar el proceso de fraguado, se procede de inmediato al curado del hormigón.

Para losas se utilizará encofrado metálico, malla electrosoldada y de bloques de hormigón en las áreas establecidas en los planos estructurales, luego se procede con la fundición de vigas y nervios ubicadas en los trazados correspondientes.

Es importante humedecer los bloques minutos antes del vertido del concreto. Llevar un control de curado para evitar grietas y contracciones no deseadas en la superficie de losetas.

5.2.2 Análisis de Precios Unitarios

En los rubros se han considerado gastos en equipos, mano de obra, materiales, en transporte, los cuales son extraídos de las localidades más cercanas al sitio de la

obra. Dentro de las cantidades a pagar se considera una compensación porcentual del 20 % como gastos indirectos. Los rubros se presentan en el apartado de ANEXOS B.

A continuación, en la Figura 5.1, se muestra uno de los modelos APUS.

Rubro:		REPLANTEO Y NIVELACION			Unidad:	m2
Detalle:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramienta menor(5%M.O)					0,0565	
Seguridad industrial (5%M.O)					0,0565	
Equipo topográfico	1,000	5,00	5,00	0,10	0,5000	
Subtotal M					0,6129	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Peón	2,000	3,62	7,24	0,1000	0,7236	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	0,1000	0,4059	
Subtotal N					1,1295	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Cuarton 4*4*300cm	u	0,160	1,25	0,2000		
Tira 7cm*2.8m	u	0,100	1,00	0,1000		
Clavos 2 1/2"	kg	0,009	2,10	0,0189		
Piola (1000m)	rollo	0,010	5,00	0,0500		
Subtotal O					0,3689	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
No aplica						
Subtotal P					0,0000	
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					2,1113	
INDIRECTOS %				20,00	0,4223	
COSTO TOTAL DE RUBRO					2,5336	
VALOR OFERTADO					2,53	

Figura 5.1 Rubro de Replanteo y Nivelación. [Fuente: Elaboración propia]

5.2.3 Cantidades de Obra y Presupuesto

Las cantidades de obra se las determinó a partir del modelo estructural de Revit, este software permite determinar las cantidades de los diferentes elementos que componen cada una de las disciplinas que integran el modelo. Para este proyecto, únicamente se cuantificó los elementos estructurales como zapatas, riostras, vigas, columnas, losa y el acero de refuerzo.

El programa genera automáticamente la cuantificación de los volúmenes de los componentes estructurales, dado que el volumen es un parámetro ya preestablecido e incluso puede ser obtenido directamente por el material. Por otra parte, para el acero de refuerzo si es necesario definir variables que por defecto Revit no incluye.

Revit posibilita el cálculo las cantidades a través de la opción de “Tabla de planificación/Cantidades”, donde ofrece múltiples categorías de los diferentes componentes que integran el proyecto. Para la creación de una tabla de planificación del acero de refuerzo, debe seleccionarse la categoría “Armadura estructural” como puede observarse en la Figura 5.2.

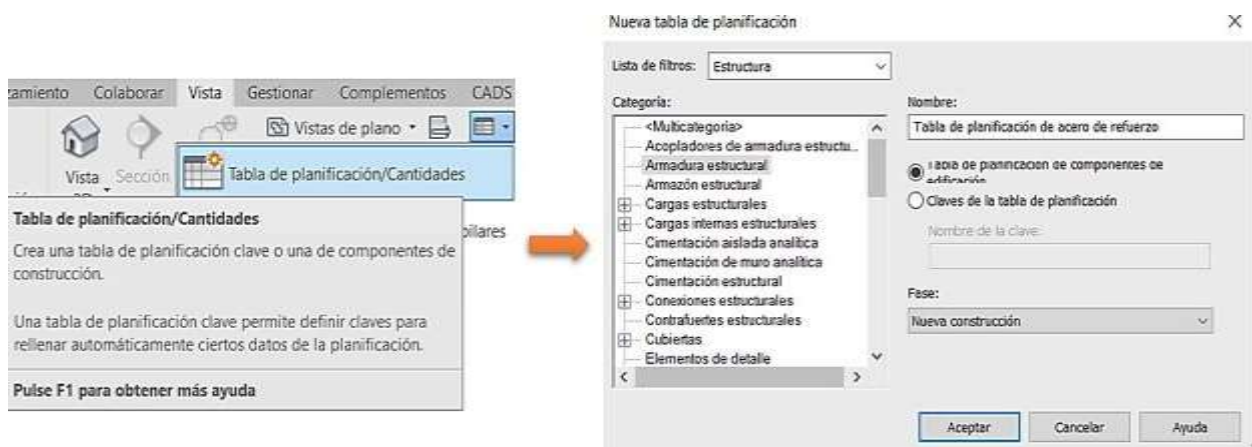


Figura 5.2 Creación de la tabla de planificación del acero de refuerzo. [Elaboración propia]

Para finalizar con la creación de la tabla, se requiere definir los campos que contendrá dicha tabla. Tales campos dependen de la categoría y del nivel de detallamiento que el usuario desee darle a la tabla. En este caso, al tratarse del acero de refuerzo, se asignó cinco parámetros, la marca de anfitrión que hace referencia al elemento sobre el cual se colocó el acero de refuerzo, el diámetro de varilla, la longitud total de varilla, el peso lineal del acero y el peso, tal como se aprecia en la Figura 5.3.

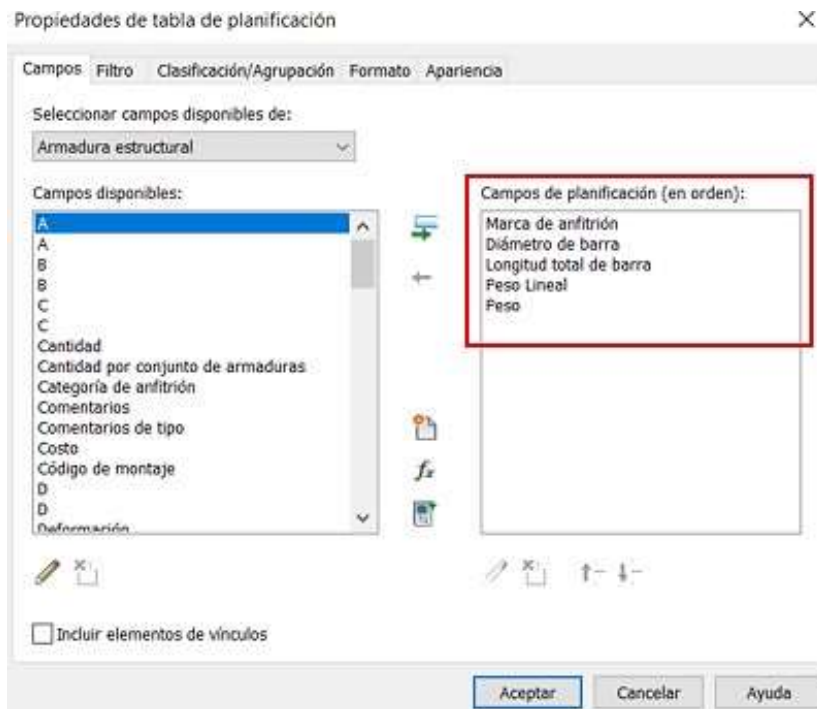


Figura 5.3 Asignación de parámetros para la tabla de planificación. [Elaboración propia]

Dentro de los campos descritos, el peso lineal y el peso son los únicos que no se encuentran establecidos por defecto, por lo cual deben ser creados por el usuario. Cabe resaltar que, a diferencia del peso lineal, el peso es un parámetro calculado, esto significa que es definido mediante una operación matemática. La cual, para este parámetro es la longitud total de la varilla por el peso lineal. Ver Figura 5.4.

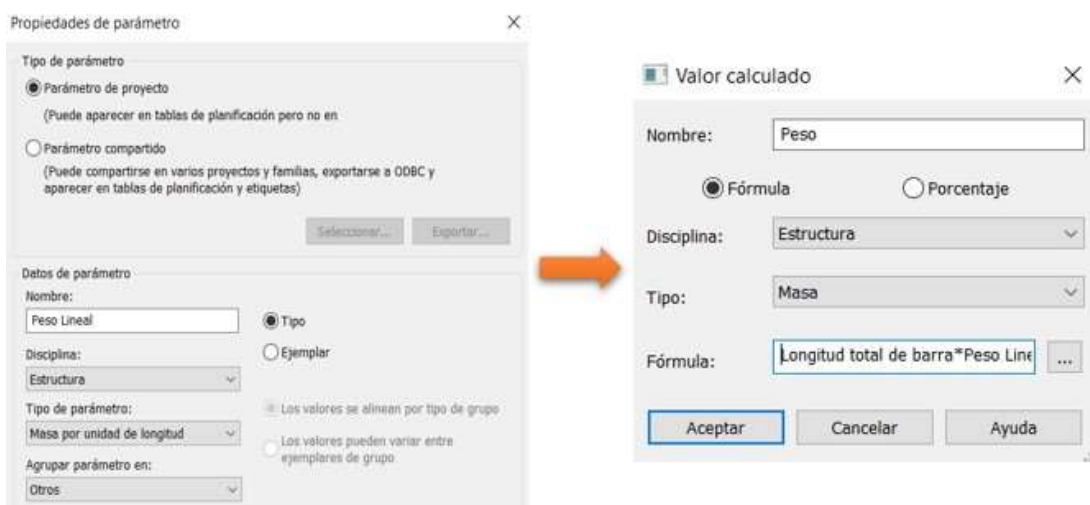


Figura 5.4 Creación de parámetros para la tabla de planificación. [Elaboración propia]

En cambio, para el peso lineal de acero de refuerzo se necesita especificar el valor manualmente según le corresponda a cada varilla, puesto que este es un valor que depende del diámetro de la varilla. Con todos los valores del peso lineal definidos, se fija la opción de “Totales generales” para que el programa muestre los valores totales calculados por el programa tal como se presenta en la Figura 5.5.

A	B	C	D	E
Marca de anfitrión	Diámetro de barra	Longitud total de ba	Peso Lineal	Peso
Vigas 1er Piso				
Vigas 1er Piso	10 mm	14 m	0.617 kg/m	8.62 kg
Vigas 1er Piso	10 mm	24 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	14 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	14 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	11 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	14 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	14 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	11 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	10 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	10 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	4 m		
Vigas 1er Piso	10 mm	14 m		

Propiedades de tabla de planificación

Campos: Filtro Clasificación/Agrupación Formato Apariencia

Clasificar por: Marca de anfitrión Ascendente Descendente

Encabezamiento Pie de página: Título, recuento y totales Líneas en blanco

Y por: (ninguno) Ascendente Descendente

Encabezamiento Pie de página: Líneas en blanco

Y por: (ninguno) Ascendente Descendente

Encabezamiento Pie de página: Líneas en blanco

Y por: (ninguno) Ascendente Descendente

Encabezamiento Pie de página: Líneas en blanco

Totales generales: Título, recuento y totales

Título personalizado de total

Detallar cada ejemplar

Aceptar Cancelar Ayuda

Figura 5.5 Asignación del peso lineal. [Elaboración propia]

Sin embargo, el programa no mostrará las cantidades totales, a menos que se establezca que realice los cálculos totales () para el parámetro deseado, en este caso, el peso. Y de esta forma se obtiene el valor total del peso del acero de refuerzo. En la Figura 5.6 se puede apreciar el resultado obtenido para las vigas del primer piso.

Propiedades de tabla de planificación

Campos: Filtro Clasificación/Agrupación Formato Apariencia

Encabezamiento:

Pie de página:

Clasificación/Agrupación:

Formato de campo:

Formato condicional:

Opciones totales:

Aceptar Cancelar Ayuda

Vigas 1er Piso	10 mm	13.57 m	0.617 kg/m	8.62 kg
Vigas 1er Piso	10 mm	6.35 m	0.617 kg/m	3.92 kg
Vigas 1er Piso	10 mm	15.24 m	0.617 kg/m	9.40 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	6.00 m	1.578 kg/m	9.47 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	9.00 m	1.578 kg/m	14.20 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	6.00 m	1.578 kg/m	9.47 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	6.00 m	1.578 kg/m	9.47 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	3.00 m	1.578 kg/m	4.73 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	2.00 m	1.578 kg/m	3.16 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	2.00 m	1.578 kg/m	3.16 kg
Vigas 1er Piso	16 mm	3.00 m	1.578 kg/m	4.73 kg
Vigas 1er Piso: 236				3049.95 kg
Total general: 236				3049.95 kg

Figura 5.6 Realización de los cálculos totales. [Elaboración propia]

Finalmente, mediante el producto de las cantidades de obra ya obtenidas y los precios unitarios, se calcula un presupuesto referencial presentado en la Figura 5.7.

CODIGO	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
PRELIMINARES					
1	REPLANTEO Y NIVELACION	m2	397,20	\$3,61	\$1.431,91
2	EXCAVACION	m3	362,28	\$11,61	\$4.207,37
3	MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO	m3	596,25	\$23,59	\$14.067,91
SUBESTRUCTURA					
4	HORMIGON EN REPLANTILLO $f_c=210$ kg/cm ²	m3	6,08	\$188,96	\$1.148,77
5	HORMIGON EN ZAPATAS $f_c=280$ kg/cm ²	m3	53,88	\$331,10	\$17.838,37
6	HORMIGON EN RIOSTRAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	11,52	\$279,25	\$3.216,59
7	HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO $f_c=180$ kg/cm ² e=5cm	m2	397,20	\$18,82	\$7.474,70
8	ACERO DE REFUERZO SUBESTRUCTURA $f_y=4200$ kg/cm ³	kg	6893,90	\$2,01	\$13.880,80
SUPERESTRUCTURA					
9	HORMIGON EN COLUMNAS $f_c=280$ kg/cm ²	m3	76,88	\$309,85	\$23.821,33
10	HORMIGON VIGAS SUPERIORES $f_c=280$ kg/cm ²	m3	94,92	\$317,61	\$30.147,62
11	HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES $f_c=280$ kg/cm ²	m3	137,8125	\$291,60	\$40.186,60
12	ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	43896,60	\$2,01	\$88.385,39
MAMPOSTERIA NO ESTRUCTURAL					
13	MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm	m2	1418,82	\$9,78	\$13.872,23
14	MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20 cm	m2	365,18	\$10,87	\$3.969,23
15	ENLUCIDO	m2	3568,00	\$11,87	\$42.350,95
TOTAL DEL PROYECTO					\$ 305.999,78

Figura 5.7 Presupuesto referencial del Edificio. [Elaboración propia]

5.3 Cronograma valorado

Hace referencia a la distribución de los fondos establecidos para cada rubro en un periodo establecido, en este el tiempo se lo maneja en semanas. El propósito de este cronograma es llevar un control del avance de la obra y cuantificar las cantidades monetarias de la siguiente manera:

- Inversión Parcial
- Avance parcial %
- Inversión Acumulada
- Avance acumulado %

En el apartado de ANEXO D se indica específicamente el orden en cómo se liquidan cada uno de los rubros.

5.4 Cronograma de actividades y plazo del proyecto

El cronograma de actividades es un documento que proyecta información sobre la duración de la construcción desde la fecha de comienzo hasta el fin de la obra. El tiempo para la ejecución de cada etapa como obras preliminares, subestructura y superestructura se mediará en semanas, donde se podrá observar el periodo que tomará el desarrollo de los rubros con la libertad de ajustar debidamente el cronograma y organizar de mejor manera las actividades.

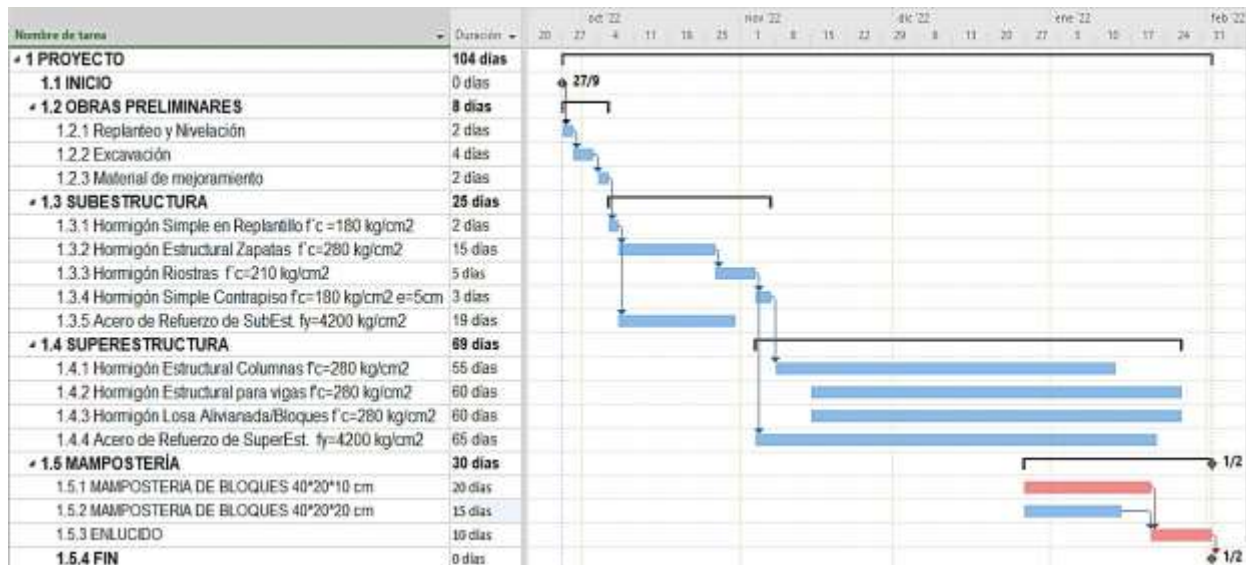


Figura 5.8 Cronograma de actividades planificadas en periodos semanales.
[Elaboración propia]

Las barras rojas muestran la ruta crítica que corresponde a los trabajos que no pueden ser aplazados bajo ningún motivo, en otros términos, son aquellas tareas que no tienen ningún margen de retraso. Estas a la vez, están interrelacionadas con otras actividades como es el caso de los aceros de refuerzo señalados con barras azules.

Mediante la planificación se cuantificó una duración de 99 días para la parte del diseño estructural de la obra que equivale aproximadamente a 17 semanas. Para este calendario de actividades se consideraron los feriados en sus respectivas fechas, y se fijó el domingo como día de descanso.

5.5 Recorrido e inspección virtual del modelo único 3D

5.5.1 Recorrido en tiempo real

Navisworks es una herramienta aplicada en la metodología BIM ya que ésta permite navegar, coordinar y llevar un control absoluto sobre un modelo único que integra todas las disciplinas de la construcción, con esto se simula una manera de fiscalizar virtualmente y en tiempo real cada espacio de la estructura, donde se pueda prever cualquier irregularidad. En la Figura 5.9, se ilustra la manera en cómo se fiscaliza virtualmente el modelo.



Figura 5.9 Supervisión panorámica del Proyecto modelado en Navisworks.
[Elaboración propia]

Sin embargo, no siempre será sencillo poder detectar todas las fallas o interferencias existentes en el modelo 3D, por lo que, se recurre a una herramienta bastante eficiente y segura, con la que será posible determinar cada defecto en el diseño.

En la Figura 5.10 a simple vista es casi imperceptible notar la intercesión entre el conducto de ventilación y la tubería de agua caliente ilustrada con color rojo. Esta falla fue detectada en el interior del techo de piso.

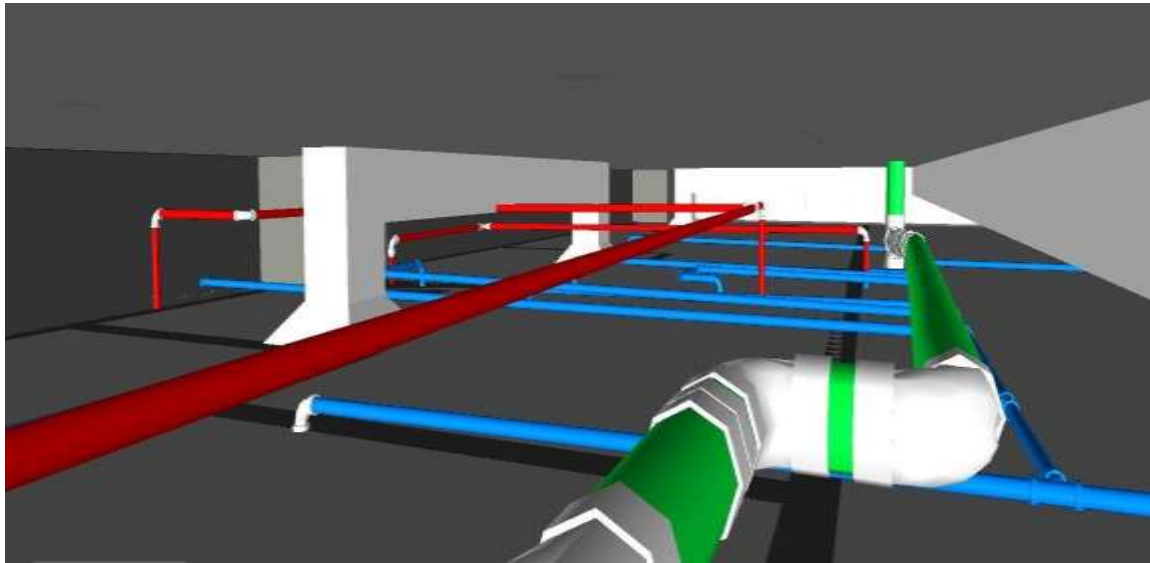


Figura 5.10 Supervisión de las instalaciones distribuidas en el interior del techo.
[Elaboración propia]

Para la Figura 5.11 mediante el recorrido virtual que ofrece Navisworks, se muestra un desfase dado por una de las tuberías de desagüe respecto a la columna localizada en el último nivel.

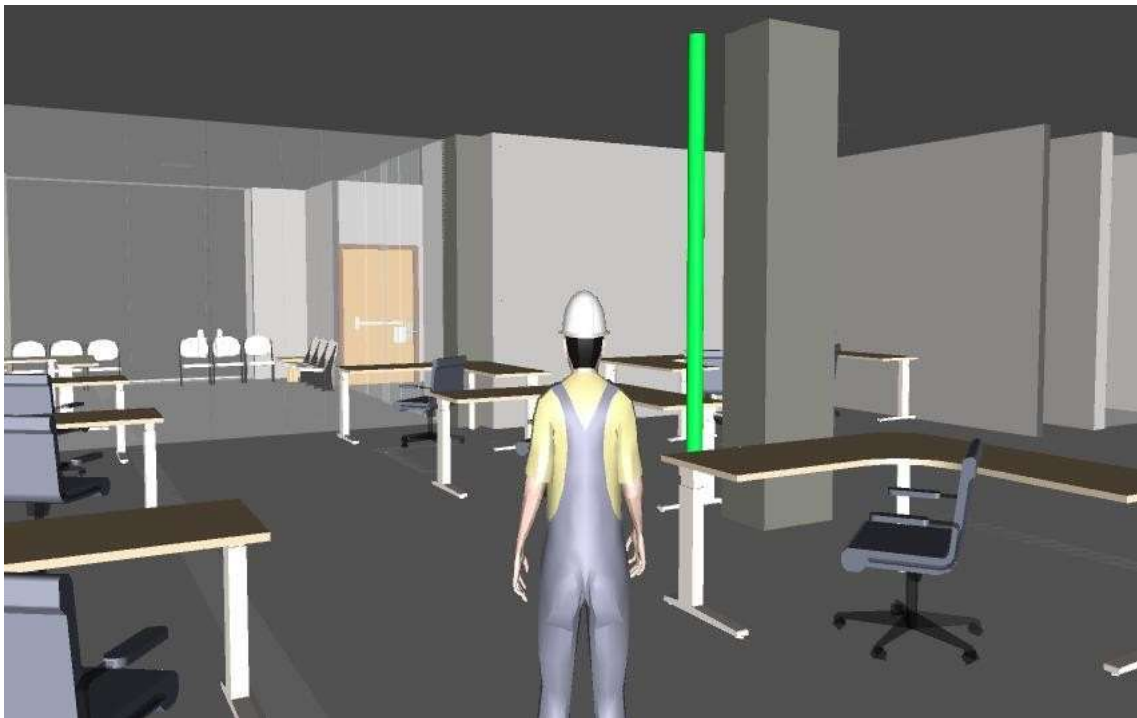


Figura 5.11 Supervisión de los niveles del Proyecto modelado en Navisworks.
[Elaboración propia]

5.5.2 Inspección con Clash Detection para anticipar interferencias

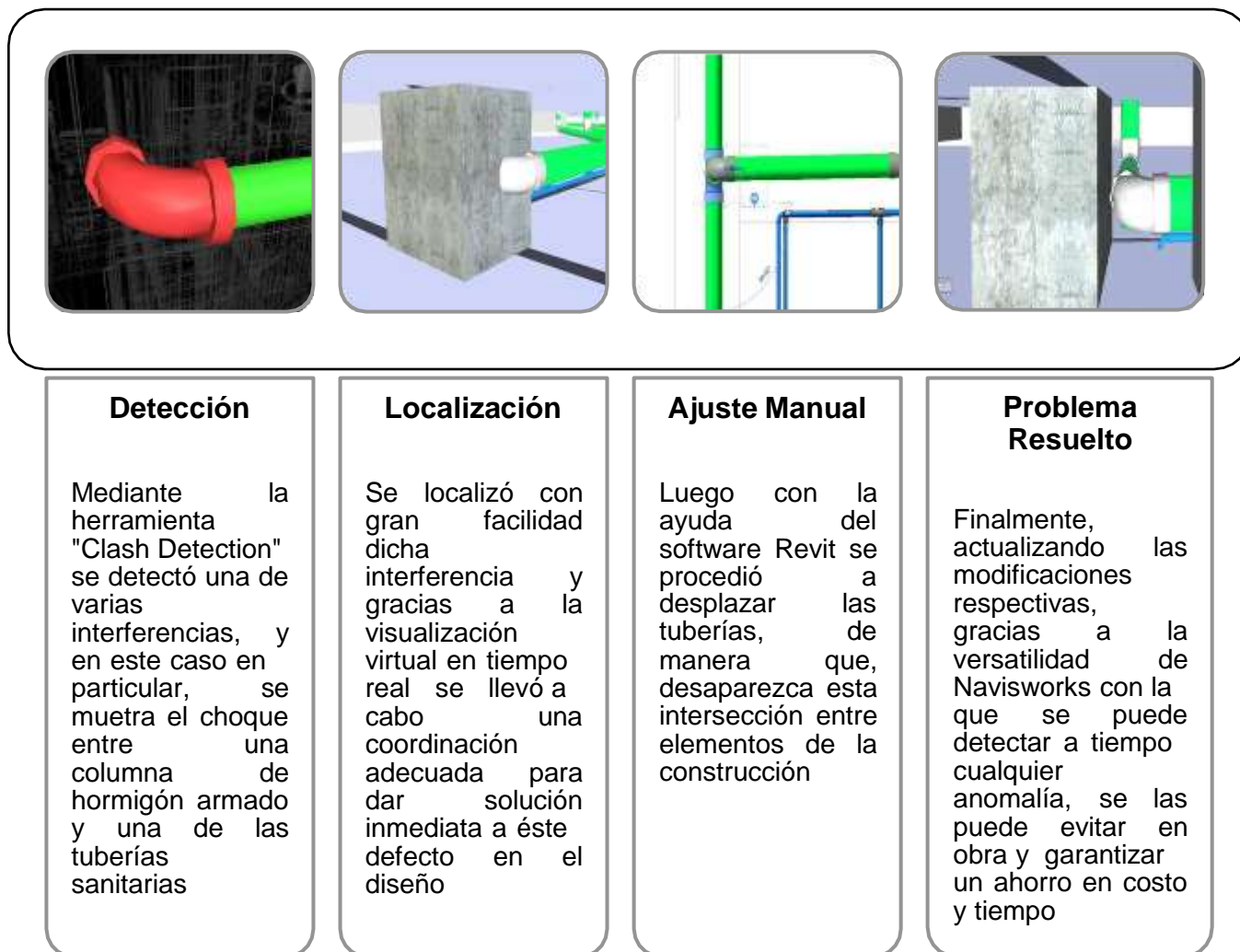


Figura 5.12 Fases de ajustes de fallas en el diseño. [Elaboración propia]

5.6 Simulación BIM 4D y 5D

El software Navisworks cuenta con una herramienta llamada TimeLiner que permite desarrollar una planificación de las actividades de construcción en periodos específicos. En la Figura 5.13, se ilustra la barra de datos en la que se ingresan las tareas programadas vinculándolas con los objetos del modelo 3D y luego visualizar mediante una simulación el levantamiento progresivo del edificio.

Además, se pueden asignar los costes de cada de etapa antes programada, facilitando el seguimiento del valor económico presupuestal del proyecto en la tabla de planificación, lo cual se observa a medida que progresa la animación de los elementos

de la estructura y objetos de arquitectónicos. Los materiales de arquitectura se los tomó en cuenta con el fin de mostrar el proceso de construcción completo desde su replantillo hasta los revestimientos exteriores.

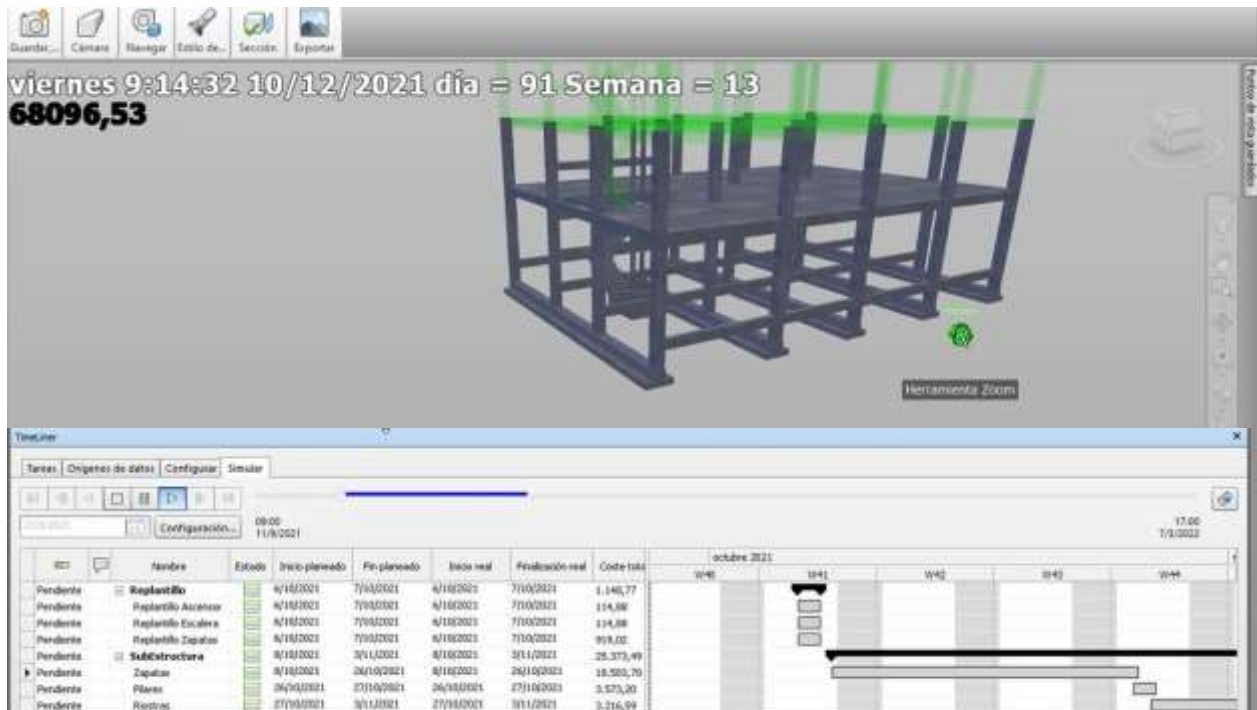


Figura 5.13 Programación de tareas con fechas y costes correspondientes en Navisworks "Simulación 4D y 5D". [Elaboración propia]

BIM no se trata de los softwares, pero estos forman parte de BIM, y son las herramientas que satisfacen el principio fundamental de implementar esta metodología mediante el trabajo colaboración, la coordinación e interacción entre las distintas disciplinas integradas en un único modelo tridimensional proyectado en Navisworks y previamente modelado en Revit.

Gracias a la interoperabilidad entre estos programas, fue posible llevar una óptima coordinación y modificaciones en tiempo real desde Revit al momento de corregir defectos en el diseño vistos desde la plataforma Navisworks. Esto ha permitido un considerable ahorro de tiempo y costos al momento de anticipar posibles fallas que se generan comúnmente en el ciclo de vida de una construcción.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Con el propósito de optimizar costos y tiempo en la gestión del diseño se implementó una modalidad de trabajo colaborativo muy eficiente para el sector de la construcción conocida como BIM (por sus siglas en inglés: “Building Information Modeling”). Una vez ejecutado los procesos metodológicos y obtenido los resultados, se concluye que:

- ✓ Mediante la realización de un análisis comparativo entre las dos alternativas propuestas, se logró identificar que el sistema de pórticos resistentes a momento de hormigón armado representa la opción más viable frente al sistema de pórticos resistentes a momento de acero estructural.
- ✓ Para efectuar la comparación entre ambos sistemas estructurales, se consideraron cinco parámetros. De los cuales, el sistema de pórticos de hormigón armado presentó mayores beneficios en cuanto a la mano de obra, disponibilidad de materiales, mantenimiento y sobre todo en el aspecto económico, siendo sólo superado por el sistema de pórticos de acero estructural en dos de esos parámetros; la rapidez de construcción y el impacto ambiental.
- ✓ Se realizó un modelo tridimensional en el software Etabs para llevar a cabo el análisis sísmico de la edificación conforme a los criterios establecidos por la NEC-2015. Y a partir de los resultados obtenidos del análisis, se diseñó los elementos estructurales siguiendo los requerimientos de sismo resistencia estipulados por el ACI-318 y la NEC-2015.
- ✓ Se aplicó el software Revit para la elaboración de los planos estructurales permitiendo alcanzar un alto nivel de detallamiento y a su vez obtener la cuantificación de los materiales y componentes de la estructura, lo que

permitió minimizar errores y agilizar los procesos, debido a la gran rapidez con la que este software calcula las cantidades de obra.

- ✓ Conforme a las tablas de cuantificación generadas en Revit, se estimó el presupuesto referencial de la edificación dando como resultado un valor de 305.999,78 dólares, lo cual significa que el valor por metro cuadrado para este proyecto es de aproximadamente 193 dólares. Debe tomarse en cuenta que este valor considera únicamente las actividades, materiales y mano de obra requeridos para obra gris.

- ✓ Gracias a las herramientas que ofrece Navisworks fue posible realizar una navegación interactiva de todas las disciplinas integradas en el modelo en tiempo real, en la que fue posible detectar interferencias entre instalaciones, elementos arquitectónicos y estructurales que a la hora de construir la obra puedan surgir. Las simulaciones 4D y 5D facilitaron la gestión de las actividades del cronograma ligadas con los elementos constructivos permitiendo el ahorro de tiempo y costes.

- ✓ Finalmente, se concluye que, el uso de BIM es de gran importancia en el sector de la construcción por su gran eficiencia al momento de gestionar fácilmente un proyecto antes de su ejecución.

6.2 Recomendaciones

- ✓ Previo a cualquier análisis estructural, verificar que los materiales, los elementos estructurales y las fuerzas estén correctamente definidos en el modelo matemático. De igual forma debe comprobarse que las cargas se encuentren asignadas como corresponde.

- ✓ Para toda edificación, siempre es importante realizar un correcto estudio geotécnico para determinar la naturaleza y propiedades del terreno con el propósito de establecer el tipo y las condiciones más adecuadas para su cimentación a fin de garantizar la estabilidad de la estructura y la seguridad de sus ocupantes.

- ✓ La mayoría de los softwares que permiten implementar la metodología BIM demandan muchos recursos computacionales puesto que los modelos generados con tales programas suelen ser muy pesados y requieren mucho procesamiento por parte del computador. Por ese motivo es recomendable contar con equipos computacionales con procesadores de última generación, una gran memoria RAM y una buena tarjeta gráfica.

- ✓ La metodología BIM en Ecuador no es a menudo implementada en la ejecución de proyectos de construcción, debido a que la mayoría de los profesionales del país no tienen el conocimiento necesario o la iniciativa para implementar esta metodología. Por lo cual, teniendo en consideración que en muchos países la adopción del BIM en proyectos de construcción es prácticamente una obligación, se torna imprescindible optar por estrategias que permitan capacitar sobre la metodología BIM a los futuros profesionales involucrados en tal ámbito.

7. REFERENCIAS

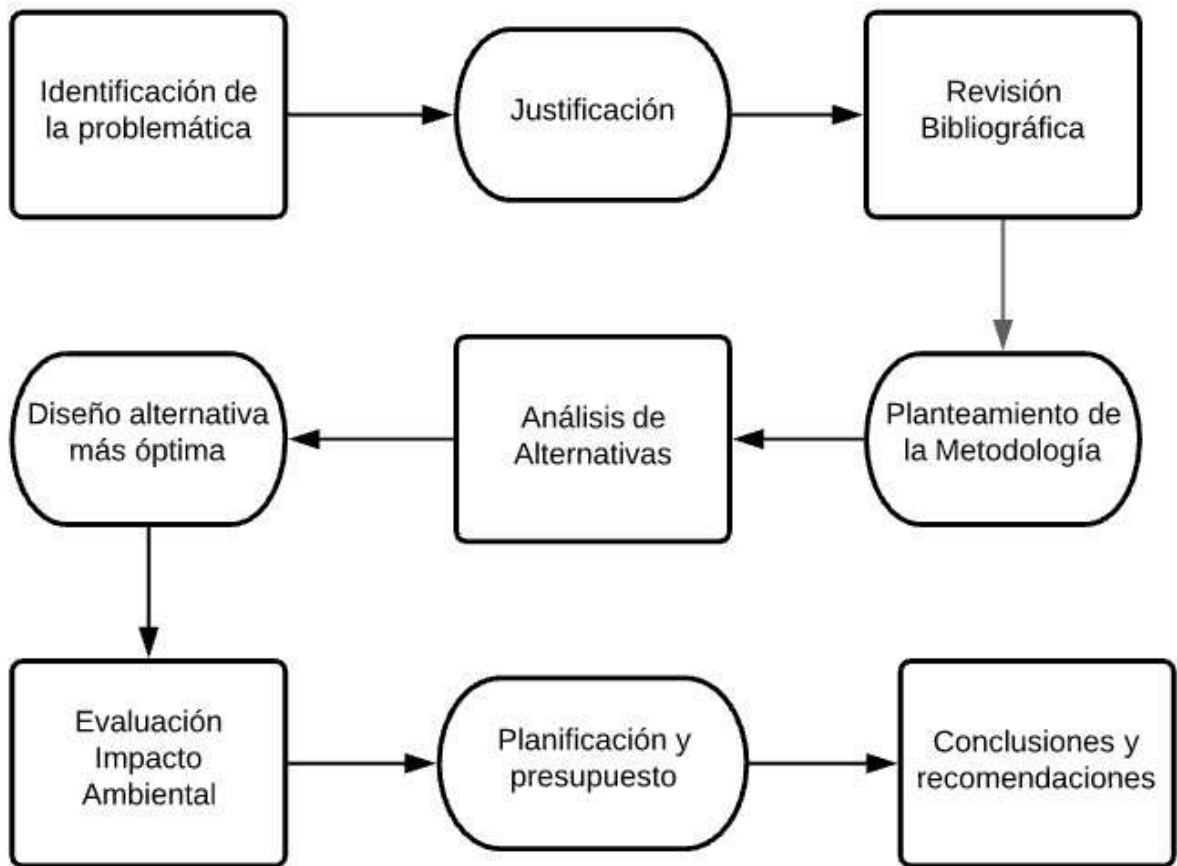
- Alacero. (2009). *Proceso Siderúrgico*. Asociación Latinoamericana Del Acero, Arquitectura y Acero. <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/materiales/proceso-siderurgico>
- Ayala, V. D. (2015). *Diseño de un pórtico de hormigón armado mediante tipo de análisis estático por el método DBF diseño basado en fuerzas*. (Tesis de Grado). Unidad Académica de Ingeniería civil, Machala, Ecuador.
- Baños, M. F., & Rosales, C. E. (2018). “*Diseño estructural de una edificación residencial metálica de 6 plantas sismo-resistente, en la ciudad de milagro, utilizando metodología bim en la modelación 3D.*” (Tesis de Grado). Univ. Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador.
- Bellart, M., & Mesa, S. (2009). Impacto ambiental y ciclo de vida de los materiales de construcción. In *Energy and Buildings* (Vol. 34, Issue 6). (Tesis de Grado). Univ. Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Cagiao, J. (2010). Huella Ecológica del Cemento. *Laboratorio de Ingeniería Sostenible*. http://www.lis.edu.es/uploads/640bc719_c071_46e4_86fc_8632bc5b6c0c.pdf
- Chavez, B. A. (2016). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones de la Ciudad de Quito-Ecuador y Riesgo de Pérdida*. (Tesis de Posgrado). Univ. Politécnica Nacional , Quito, Ecuador.
- Corsa, G. (2006). *Estudio de Impacto Ambiental Definitivo Proyecto Hidroeléctrico Baba*. 184–201. <http://www.gerdaucorsa.com.mx/>
- Fluence. (2019). Tratamiento y Recuperación de Agua en la Industria de Hierro y Acero. *Fluence Corporation Limited*. <https://www.fluencecorp.com/es/uso-agua-industria-metalurgica/>
- Folchi, M. (2005). *The environmental effects of the improvement of metallic minerals: an analysis landmark for environmental history*. (Tesis de Grado). Univ. Federal de Minas Gerais, Pampulha, Brazil.
- García, M. (2019). *Dimensiones BIM, el alcance del programa*. EDITECA. <https://editeca.com/dimensiones-bim-alcance-del-programa/>

- Gil, J. J. (2012). *Fuerza Horizontal Equivalente y Análisis Dinámico Elástico Cronológico*. (Tesis de Grado). Univ. Francisco de Paula Santander, San José de Cúcuta, Colombia.
- Gonzales, C. (2015). *Building Information Modeling: Metodología, aplicaciones y ventajas*. (Tesis de Posgrado). Univ. Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- IAC. (2018). *¿Qué es BIM?* obtenido: <https://www.iac.com.co/que-es-bim/>
- ISO14040. (2007). Análisis de ciclo de vida. In *Icontec* (Vol. 2, Issue 571, pp. 1–24). http://files.control-ambiental5.webnode.com.co/200000127-a0991a28c5/NTC-ISO14040-2007 Analisis_CicloVida.pdf
- Loa, G. J. (2017). *Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de seis pisos y dos sótanos*. (Tesis de Grado). Univ. Católica de Perú, Lima, Perú.
- Maya, L. F. (2018). *Análisis de la viabilidad para la implementación de metodologías y procesos Building Information Modeling en proyectos de ingeniería y construcción en el Ecuador* [(Tesis de Grado). Univ. Politécnica Nacional , Quito, Ecuador.]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19294>
- Medina, C. D. (2016). *Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador*. (Tesis de Grado). Univ. Politécnica Nacional , Quito, Ecuador.
- Monroy, A. (2018). *Impacto ambiental durante proceso de construcción*. COLEGIO MEXICANO DE INGENIEROS CIVILES A.C. <https://cmicac.com/2018/12/13/impacto-ambiental-durante-el-proceso-de-construccion/>
- NEC-SE-DS. (2015). Diseño de Cargas Sísmicas. *Design and Optimization of Metal Structures*, 27–32. <https://doi.org/10.1533/9781782420477.27>
- NEC. (2015). Estructuras De Hormigon Armado. *NEC-SE-HM*, 1, 31. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Paguay, F., & Reyes, J. (2020). *Interacciones entre BIM y LEAN para la Innovación de Procesos de Construcción en Ecuador*. (Tesis de Grado). Univ. Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.

- Parra, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la Peligrosidad Sísmica en Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito*. Tesis Doctoral, Dept. Ingeniería Topográfica y Cartografía., Univ. Politécnica de Madrid, Madrid, España, 2016.
- PCA. (2019). ¿Cómo se hace el Hormigón? *Asociación de Cemento Portland*, 847.966.6200. <https://www.cement.org/cement-concrete/how-concrete-is-made>
- R. Rojas, J. M. (2016). *Obtención e implementación de datos 3D en un sistema de gestión BIM*. (Tesis de Grado). Univ. Politécnica de Valencia, Valencia, España.
- Salazar, M. F. (2017). Impacto económico del uso de BIM en el desarrollo de proyectos de construcción en la ciudad de Manizales [(Tesis de Pos). Univ. Nacional de Colombia, Manizales, Colombia.]. In *Bdigital.Unal.Edu.Co*. <http://www.bdigital.unal.edu.co/56964/>
- Santacruz, H. (2018). *El BIM en Latinoamérica*. EDITECA. <https://editeca.com/bim-en-latinoamerica/>
- Torres, Y. (2019). *Coordinación de un proyecto de edificación mediante Metodologías bim – caso de estudio edificio tequendama ii -Permoda*. (Tesis de Grado). Univ. Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Vásquez, Y. G. (2019). *“Metodología Bim: Estudio Y Rediseño Del Envolverte Arquitectónico Del Edificio De Rectorado De La Universidad De Guayaquil.”* (Tesis de Grado). Univ. de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador.
- Watts, J. (2019). Hormigón: el material más destructivo de la Tierra. *The Guardian*. <https://www.theguardian.com/cities/2019/feb/25/concrete-the-most-destructive-material-on-earth>

ANEXO A

Flujograma de actividades



ANEXO B

Cronograma de plan de actividades

id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	Predecesor	Comienzo	Gantt Chart (abr 2021 - ene 2022)											
1		Proyecto Integrador	87 días?		17/5/21	[Gantt bar from May 17, 2021 to Nov 14, 2021]											
2		Primer Parcial	30 días?		17/5/21	[Gantt bar from May 17, 2021 to Jun 16, 2021]											
3		Entrega de lineamientos	2 días		17/5/21	[Gantt bar from May 17, 2021 to May 19, 2021]											
4		Antecedentes e información básica del proyecto	4 días		17/5/21	[Gantt bar from May 17, 2021 to May 21, 2021]											
5		Justificación y Objetivos	2 días	4	21/5/21	[Gantt bar from May 21, 2021 to May 23, 2021]											
6		Sesión 1 Seminario de Planos	1 día		26/5/21	[Gantt bar from May 26, 2021 to May 27, 2021]											
7		Visita de campo	1 día		28/5/21	[Gantt bar from May 28, 2021 to May 29, 2021]											
8		Sesión 2 y 3 Seminario de planos	3 días	7	31/5/21	[Gantt bar from May 31, 2021 to Jun 2, 2021]											
9		Marco teórico	7 días	5	25/5/21	[Gantt bar from May 25, 2021 to Jun 1, 2021]											
10		Metodología	5 días	9	5/6/21	[Gantt bar from Jun 5, 2021 to Jun 10, 2021]											
11		Propuesta y análisis de alternativas	3 días		21/6/21	[Gantt bar from Jun 21, 2021 to Jun 24, 2021]											
12		Examen de inglés	1 día		14/6/21	[Gantt bar from Jun 14, 2021 to Jun 15, 2021]											
13		Sesión 1 Seminario EIA	1 día		16/6/21	[Gantt bar from Jun 16, 2021 to Jun 17, 2021]											
14		Entrega y exposición memoria técnica parcial	2 días	13	17/6/21	[Gantt bar from Jun 17, 2021 to Jun 19, 2021]											
15		Segundo Parcial	57 días?	2	25/6/21	[Gantt bar from Jun 25, 2021 to Aug 21, 2021]											
16		Diseño de la alternativa escogida	35 días	11	28/6/21	[Gantt bar from Jun 28, 2021 to Aug 3, 2021]											
17		Elaboración Planos	20 días	16	16/8/21	[Gantt bar from Aug 16, 2021 to Sep 5, 2021]											
18		Sesión 2 y 3 EIA	11 días		28/6/21	[Gantt bar from Jun 28, 2021 to Jul 9, 2021]											
19		Capacitación 5 MinPitch	1 día		14/7/21	[Gantt bar from Jul 14, 2021 to Jul 15, 2021]											
20		Entrega 1er avance del EIA	1 día		23/7/21	[Gantt bar from Jul 23, 2021 to Jul 24, 2021]											
21		Evaluación de impacto ambiental	9 días	17	13/9/21	[Gantt bar from Sep 13, 2021 to Sep 22, 2021]											
22		Elaboración Presupuesto y Planificación	15 días	17	13/9/21	[Gantt bar from Sep 13, 2021 to Sep 28, 2021]											
23		Entrega 2do avance EIA	1 día		2/8/21	[Gantt bar from Aug 2, 2021 to Aug 3, 2021]											
24		Entrega EIA con correcciones	2 días		28/6/21	[Gantt bar from Jun 28, 2021 to Jul 1, 2021]											
25		Entrega planos y especificaciones	1 día	22	4/10/21	[Gantt bar from Oct 4, 2021 to Oct 5, 2021]											
26		Entrega memoria técnica 80 %	1 día	22	4/10/21	[Gantt bar from Oct 4, 2021 to Oct 5, 2021]											
27		Conclusiones y recomendaciones	7 días	26	5/10/21	[Gantt bar from Oct 5, 2021 to Oct 12, 2021]											
28		Entrega memoria técnica 99%	1 día	27	14/10/21	[Gantt bar from Oct 14, 2021 to Oct 15, 2021]											
29		Semifinal 5 MinPitch	1 día		6/9/21	[Gantt bar from Sep 6, 2021 to Sep 7, 2021]											
30		Entrega memoria técnica 100%	1 día		8/9/21	[Gantt bar from Sep 8, 2021 to Sep 9, 2021]											
31		Exposición y evaluación final	1 día		14/9/21	[Gantt bar from Sep 14, 2021 to Sep 15, 2021]											

Proyecto: Plan de Trabajo Fecha: 23/6/21	Tarea		Tarea inactiva		Informe de resumen manual		Hito externo	
	División		Resumen inactivo		Resumen manual		Fecha límite	
	Hito		Tarea manual		solo el comienzo		Progreso	
	Resumen		solo duración		solo fin		Progreso manual	
Resumen del proyecto								

Página 1

ANEXO C

Rubros

Rubro:	REPLANTEO Y NIVELACION			Unidad:	m2
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					0,0971
Seguridad industrial (5%M.O)					0,0971
Equipo topográfico	1,000	5,00	5,00	0,10	0,5000
Subtotal M					0,6941
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2,000	3,62	7,24	0,1000	0,7236
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	0,1000	0,4059
Topógrafo: (En construcción - Estr.Oc.C1)	2,000	4,06	8,12	0,1000	0,8117
Subtotal N					1,9412
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Cuarton 4*4*300cm	u	0,160	1,25	0,2000	
Tira 7cm*2.8m	u	0,100	1,00	0,1000	
Clavos 2 1/2''	kg	0,009	2,10	0,0189	
Piola (1000m)	rollo	0,010	5,00	0,0500	
Subtotal O					0,3689
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					3,00
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					3,61
VALOR OFERTADO					3,61

Rubro:	EXCAVACION			Unidad:	m3
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					0,0706
Seguridad industrial (5%M.O)					0,0706
Subtotal M					0,1412
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2,000	3,62	7,24	0,1250	0,9045
Retroexcavadora	1,000	4,06	4,06	0,1250	0,5073
Subtotal N					1,4118
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal O					0,0000
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Retroexcavadora	m3/hr	1,000	35,00	4,3750	
Volquete de 8m3	m3/hr	1,000	30,00	3,7500	
Subtotal P					8,1250
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					9,68
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					11,61
VALOR OFERTADO					11,61

Rubro:	MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO			Unidad:	m3
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					0,4932
Seguridad industrial (5%M.O)					0,4932
Compactador mecánico	1,000	6,25	6,25	0,4444	2,7778
Subtotal M					3,7641
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	4,000	3,62	14,47	0,4444	6,4320
Operador de equipo liviano	1,000	3,66	3,66	0,4444	1,6277
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	0,4444	1,8038
Subtotal N					9,8635
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Agua	m3	0,040	0,85	0,0340	
Material de mejoramiento (incluye transporte)	m3	1,200	5,00	6,0000	
Subtotal O					6,0340
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					19,66
INDIRECTOS					
%					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					23,59
VALOR OFERTADO					23,59

Rubro:	HORMIGON EN REPLANTILLO f'c=210				Unidad:	m3
	kg/cm2					
Detalle:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramienta menor(5%M.O)					2,6509	
Seguridad industrial (5%M.O)					2,6509	
Concreteira 1 saco	1,000	4,48	4,48	1,6000	7,1680	
Vibrador 5HP	1,000	3,00	3,00	1,6000	4,8000	
Subtotal M					17,2697	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Peón	5,000	3,62	18,09	1,6000	28,9440	
Albañil	2,000	3,66	7,32	1,6000	11,7196	
Operador de equipo liviano	1,000	3,66	3,66	1,6000	5,8598	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	1,6000	6,4936	
Subtotal N					53,0171	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Arena gruesa	m3	0,650	13,50	8,7750		
Ripio	m3	0,950	18,00	17,1000		
Cemento	saco	7,210	7,68	55,3728		
Agua	m3	0,240	0,85	0,2040		
Tabla encofrado 20*3.00	u	2,000	2,80	5,6000		
Clavos 2 1/2''	kg	0,060	2,10	0,1260		
Subtotal O					87,1778	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Subtotal P					0,0000	
				COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)	157,46	
				INDIRECTOS %	20,00	31,49
				COSTO TOTAL DE RUBRO	188,96	
				VALOR OFERTADO	188,96	

Rubro:	HORMIGON EN ZAPATAS f'c=280			Unidad:	m3
	kg/cm2				
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					2,9386
Seguridad industrial (5%M.O)					2,9386
Concreteira 1 saco	1,000	4,48	4,48	1,3333	5,9733
Vibrador 5HP	1,000	3,00	3,00	1,3333	4,0000
Subtotal M					15,8505
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6,000	3,62	21,71	1,3333	28,9440
Albañil	2,000	3,66	7,32	1,3333	9,7663
Operador de equipo liviano	1,000	3,66	3,66	1,3333	4,8832
Carpintero	2,000	3,66	7,32	1,3333	9,7663
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	1,3333	5,4114
Subtotal N					58,7712
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0,650	13,50	8,7750	
Ripio	m3	0,950	18,00	17,1000	
Cemento	saco	8,500	7,68	65,2800	
Agua	m3	0,180	0,85	0,1530	
Cuartón 6*6*300	u	32,000	2,00	64,0000	
Tabla encofrado 20*3.00	u	15,000	2,80	42,0000	
Clavos 2 1/2''	kg	1,900	2,10	3,9900	
Subtotal O					201,2980
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					275,92
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					331,10
VALOR OFERTADO					331,10

Rubro:	HORMIGON EN RIOSTRAS f'c=210 kg/cm2			Unidad:	m3
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O) Seguridad industrial (5%M.O)					2,6944
Concreteira 1 saco	1,000	4,00	4,00	1,3333	5,3333
Vibrador 5HP	1,000	3,00	3,00	1,3333	4,0000
Subtotal M					14,7221
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6,000	3,62	21,71	1,3333	28,9440
Albañil	2,000	3,66	7,32	1,3333	9,7663
Operador de equipo liviano	1,000	3,66	3,66	1,3333	4,8832
Carpintero	1,000	3,66	3,66	1,3333	4,8832
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	1,3333	5,4114
Subtotal N					53,8881
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0,650	13,50	8,7750	
Ripio	m3	0,950	18,00	17,1000	
Cemento	saco	7,210	7,68	55,3728	
Agua	m3	0,240	0,85	0,2040	
Tabla encofrado 20*3.00	u	12,000	2,80	33,6000	
Clavos 2 1/2''	kg	0,500	2,10	1,0500	
Cuartern 6*6*300	u	24,000	2,00	48,0000	
Subtotal O					164,1018
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					232,7120
INDIRECTOS %				20,00	46,5424
COSTO TOTAL DE RUBRO					279,2544
VALOR OFERTADO					279,25

Rubro:	HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO				Unidad:	m2
	f'c=180 kg/cm2 e=5cm					
Detalle:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramienta menor(5%M.O)					0,2902	
Seguridad industrial (5%M.O)					0,2902	
Concreteira 1 saco	1,000	4,48	4,48	0,3200	1,4336	
Compactador mecánico	1,000	6,25	6,25	0,3200	2,0000	
Subtotal M					4,0139	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Peón	4,000	3,62	14,47	0,3200	4,6310	
Albañil	1,000	3,66	3,66	0,3200	1,1720	
Subtotal N					5,8030	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Arena gruesa	m3	0,033	13,50	0,4388		
Ripio	m3	0,048	18,00	0,8550		
Cemento	saco	0,340	7,68	2,6112		
Agua	m3	0,012	0,85	0,0102		
Cama de arena	m3	0,050	15,00	0,7500		
Malla electrosoldada 15x15x5.5mm	m2	1,000	1,20	1,2000		
Subtotal O					5,8652	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Subtotal P					0,0000	
				COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)	15,68	
				INDIRECTOS %	20,00	3,14
				COSTO TOTAL DE RUBRO	18,82	
				VALOR OFERTADO	18,82	

Rubro:	ACERO DE REFUERZO			Unidad:	kg
Detalle:	SUBESTRUCTURA fy=4200 kg/cm3				
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					0,0182
Seguridad industrial (5%M.O)					0,0182
Cizalla	1,000	0,75	0,75	0,0200	0,0150
Cortadora/dobladora	1,000	2,50	2,50	0,0200	0,0500
Subtotal M					0,1014
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2,000	3,62	7,24	0,0200	0,1447
Fierrero	3,000	3,66	10,99	0,0200	0,2197
Subtotal N					0,3645
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	kg	1,050	1,10	1,1550	
Alambre galvanizado #18	kg	0,030	1,90	0,0570	
Subtotal O					1,2120
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					1,68
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					2,01
VALOR OFERTADO					2,01

Rubro:	HORMIGON EN COLUMNAS f'c=280 kg/cm2			Unidad:	m3
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					2,0208
Seguridad industrial (5%M.O)					2,0208
Concretera 1 saco	1,000	4,48	4,48	1,0000	4,4800
Vibrador 5HP	1,000	3,00	3,00	1,0000	3,0000
Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	1,0000	2,0000
Subtotal M					13,5216
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6,000	3,62	21,71	1,0000	21,7080
Albañil	2,000	3,66	7,32	1,0000	7,3247
Operador de equipo liviano	1,000	3,66	3,66	1,0000	3,6624
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	1,0000	4,0585
Carpintero	1,000	3,66	3,66	1,0000	3,6624
Subtotal N					40,4161
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0,650	13,50	8,7750	
Ripio	m3	0,950	18,00	17,1000	
Cemento	saco	8,500	7,68	65,2800	
Agua	m3	0,180	0,85	0,1530	
Cuarton 6*6*300	u	24,000	2,00	48,0000	
Tabla encofrado 20*3.00	u	22,000	2,80	61,6000	
Clavos 2 1/2''	kg	1,600	2,10	3,3600	
Subtotal O					204,2680
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					258,21
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					309,85
VALOR OFERTADO					309,85

Rubro:	HORMIGON VIGAS SUPERIORES f'c=280 kg/cm2			Unidad:	m3
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					2,0208
Seguridad industrial (5%M.O)					2,0208
Concretera 1 saco	1,000	4,48	4,48	1,0000	4,4800
Vibrador 5HP	1,000	3,00	3,00	1,0000	3,0000
Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	1,0000	2,0000
Subtotal M					13,5216
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6,000	3,62	21,71	1,0000	21,7080
Albañil	2,000	3,66	7,32	1,0000	7,3247
Operador de equipo liviano	1,000	3,66	3,66	1,0000	3,6624
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	1,0000	4,0585
Carpintero	1,000	3,66	3,66	1,0000	3,6624
Subtotal N					40,4161
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0,650	13,50	8,7750	
Ripio	m3	0,950	18,00	17,1000	
Cemento	saco	8,500	7,68	65,2800	
Agua	m3	0,180	0,85	0,1530	
Cuarton 6*6*300	u	32,000	2,00	64,0000	
Tabla encofrado 20*3.00	u	18,000	2,80	50,4000	
Clavos 2 1/2''	kg	1,900	2,10	3,9900	
Puntales metálicos	u	8,000	0,13	1,0400	
Subtotal O					210,7380
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					264,68
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					317,61
VALOR OFERTADO					317,61

Rubro:	HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES f'c=280 kg/cm2			Unidad:	m3
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					2,3870
Seguridad industrial (5%M.O)					2,3870
Concreteira 1 saco	1,000	4,48	4,48	1,0000	4,4800
Vibrador 5HP	1,000	3,00	3,00	1,0000	3,0000
Subtotal M					12,2541
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	6,000	3,62	21,71	1,0000	21,7080
Albañil	4,000	3,66	14,65	1,0000	14,6495
Operador de equipo liviano	2,000	3,66	7,32	1,0000	7,3247
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,000	4,06	4,06	1,0000	4,0585
Subtotal N					47,7408
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Arena gruesa	m3	0,650	13,50	8,7750	
Ripio	m3	0,950	18,00	17,1000	
Cemento	saco	8,500	7,68	65,2800	
Agua	m3	0,180	0,85	0,1530	
Bloque Alivianado Losa 40*20*15	u	72,000	0,27	19,4400	
Cuarton 6*6*300	u	8,000	2,00	16,0000	
Tabla encofrado 20*3.00	u	18,000	2,80	50,4000	
Clavos 2 1/2''	kg	1,800	2,10	3,7800	
Puntales metálicos	u	16,000	0,13	2,0800	
Subtotal O					183,0080
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					243,00
INDIRECTOS					
%					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					291,60
VALOR OFERTADO					291,60

Rubro:	ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA fy=4200 kg/cm2			Unidad:	kg
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O) Seguridad industrial (5%M.O)					0,0182 0,0182
Cizalla	1,000	0,75	0,75	0,0200	0,0150
Cortadora/dobladora	1,000	2,50	2,50	0,0200	0,0500
Subtotal M					0,1014
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2,000	3,62	7,24	0,0200	0,1447
Ferrero	3,000	3,66	10,99	0,0200	0,2197
Subtotal N					0,3645
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Acero de refuerzo fy=4200kg/cm2	kg	1,050	1,10	1,1550	
Alambre galvanizado #18	kg	0,030	1,90	0,0570	
Subtotal O					1,2120
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					1,68
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					2,01
VALOR OFERTADO					2,01

Rubro:	MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm			Unidad:	m2
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O) Seguridad industrial (5%M.O) Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	0,2000	0,1090 0,1090 0,4000
Subtotal M					0,6180
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón Mampostero	2,000 1,000	3,62 3,66	7,24 3,66	0,2000 0,2000	1,4472 0,7325
Subtotal N					2,1797
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Bloque de cemento de 40*20*10 Arena fina Cemento Agua	u m3 saco m3	13,000 0,030 0,120 0,010	0,31 13,00 7,68 0,85	4,0300 0,3900 0,9216 0,0085	
Subtotal O					5,3501
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					8,1477
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					9,7773
VALOR OFERTADO					9,78

Rubro:	MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20			Unidad:	m2
	cm				
Detalle:					
EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor(5%M.O)					0,1090
Seguridad industrial (5%M.O)					0,1090
Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	0,2000	0,4000
Subtotal M					0,6180
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Peón	2,000	3,62	7,24	0,2000	1,4472
Mampostero	1,000	3,66	3,66	0,2000	0,7325
Subtotal N					2,1797
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Bloque de cemento de 40*20*20	u	13,000	0,38	4,9400	
Arena fina	m3	0,030	13,00	0,3900	
Cemento	saco	0,120	7,68	0,9216	
Agua	m3	0,010	0,85	0,0085	
Subtotal O					6,2601
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
		A	B	C=A*B	
Subtotal P					0,0000
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					9,0577
INDIRECTOS %					20,00
COSTO TOTAL DE RUBRO					10,8693
VALOR OFERTADO					10,87

Rubro:	ENLUCIDO				Unidad:	m2
Detalle:						
EQUIPOS						
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramienta menor(5%M.O)					0,2180	
Seguridad industrial (5%M.O)					0,2180	
Andamio metálico	1,000	2,00	2,00	0,4000	0,8000	
Subtotal M					1,2359	
MANO DE OBRA						
Descripción	Cantidad	Jornal/hora	Costo hora	Rendimiento	Costo	
	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Peón	2,000	3,62	7,24	0,4000	2,8944	
Enlucidor	1,000	3,66	3,66	0,4000	1,4649	
Subtotal N					4,3594	
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Arena fina	m3	0,024	13,50	0,3240		
Cemento	saco	0,120	7,68	0,9216		
Agua	m3	0,010	0,85	0,0085		
Tiras de 2.5cmx2.5m	u	1,000	3,00	3,0000		
Clavos 2 1/2''	kg	0,020	2,10	0,0420		
Subtotal O					4,2961	
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo		
		A	B	C=A*B		
Subtotal P					0,0000	
COSTO TOTAL DIRECTO (M+N+O+P)					9,8914	
INDIRECTOS %					20,00	
COSTO TOTAL DE RUBRO					11,8697	
VALOR OFERTADO					11,87	

ANEXO D

Cronograma valorado

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	1	2	3	4
PRELIMINARES								
REPLANTEO Y NIVELACION	m2	397,20	3,61	\$1.431,91	\$1.431,91			
EXCAVACION	m3	362,28	11,61	\$4.207,37	\$4.207,37			
MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO	m3	596,25	23,59	\$14.067,91		\$14.067,91		
SUBESTRUCTURA								
HORMIGON EN REPLANTILLO f'c=210 kg/cm2	m3	6,08	188,96	\$1.148,77		\$1.148,77		
HORMIGON EN ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	53,88	331,10	\$17.838,37		\$1.783,84	\$5.351,51	\$7.135,35
HORMIGON EN RIOSTRAS f'c=210 kg/cm2	m3	11,52	279,25	\$3.216,59				
HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO f'c=180 kg/cm2 e=5cm	m2	397,20	18,82	\$7.474,70				
ACERO DE REFUERZO SUBESTRUCTURA fy=4200 kg/cm3	kg	6893,90	2,01	\$13.880,80		\$1.388,08	\$4.164,24	\$6.940,40
SUPERESTRUCTURA								
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=280 kg/cm2	m3	76,88	309,85	\$23.821,33				
HORMIGON VIGAS SUPERIORES f'c=280 kg/cm2	m3	94,92	317,61	\$30.147,62				
HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES f'c=280 kg/cm2	m3	137,81	291,60	\$40.186,60				
ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA fy=4200 kg/cm2	kg	43896,60	2,01	\$88.385,39				
MAMPOSTERIA NO ESTRUCTURAL								
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm	m2	1418,82	9,78	13872,23				
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20 cm	m2	365,18	10,87	3969,23				
ENLUCIDO	m2	3568,00	11,87	42350,95				
INVERSIÓN PARCIAL					\$5.639,28	\$18.388,60	\$9.515,75	\$14.075,75
AVANCE PARCIAL EN %					1,84	6,01	3,11	4,60
INVERSIÓN ACUMULADA					\$5.639,28	\$24.027,88	\$33.543,63	\$47.619,39
AVANCE ACUMULADO EN %					1,84	7,85	10,96	15,56
TOTAL DEL PROYECTO				\$305.999,78				

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	5	6	7	8
PRELIMINARES								
REPLANTEO Y NIVELACION	m2	397,20	3,61	\$1.431,91				
EXCAVACION	m3	362,28	11,61	\$4.207,37				
MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO	m3	596,25	23,59	\$14.067,91				
SUBESTRUCTURA								
HORMIGON EN REPLANTILLO f'c=210 kg/cm2	m3	6,08	188,96	\$1.148,77				
HORMIGON EN ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	53,88	331,10	\$17.838,37	\$3.567,67			
HORMIGON EN RIOSTRAS f'c=210 kg/cm2	m3	11,52	279,25	\$3.216,59	\$1.286,64	\$1.929,96		
HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO f'c=180 kg/cm2 e=5cm	m2	397,20	18,82	\$7.474,70	\$7.474,70			
ACERO DE REFUERZO SUBESTRUCTURA fy=4200 kg/cm3	kg	6893,90	2,01	\$13.880,80	\$1.388,08			
SUPERESTRUCTURA								
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=280 kg/cm2	m3	76,88	309,85	\$23.821,33			\$2.382,13	\$2.382,13
HORMIGON VIGAS SUPERIORES f'c=280 kg/cm2	m3	94,92	317,61	\$30.147,62				\$2.740,69
HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES f'c=280 kg/cm2	m3	137,81	291,60	\$40.186,60				\$3.653,33
ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA fy=4200 kg/cm2	kg	43896,60	2,01	\$88.385,39		\$7.365,45	\$7.365,45	\$7.365,45
MAMPOSTERIA NO ESTRUCTURAL								
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm	m2	1418,82	9,78	13872,23				
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20 cm	m2	365,18	10,87	3969,23				
ENLUCIDO	m2	3568,00	11,87	42350,95				
INVERSIÓN PARCIAL					\$13.717,09	\$9.295,40	\$9.747,58	\$16.141,60
AVANCE PARCIAL EN %					4,48	3,04	3,19	5,28
INVERSIÓN ACUMULADA					\$61.336,47	\$70.631,88	\$80.379,46	\$96.521,06
AVANCE ACUMULADO EN %					20,04	23,08	26,27	31,54
TOTAL DEL PROYECTO				\$305.999,78				

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	9	10	11	12
PRELIMINARES								
REPLANTEO Y NIVELACION	m2	397,20	3,61	\$1.431,91				
EXCAVACION	m3	362,28	11,61	\$4.207,37				
MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO	m3	596,25	23,59	\$14.067,91				
SUBESTRUCTURA								
HORMIGON EN REPLANTILLO f'c=210 kg/cm2	m3	6,08	188,96	\$1.148,77				
HORMIGON EN ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	53,88	331,10	\$17.838,37				
HORMIGON EN RIOSTRAS f'c=210 kg/cm2	m3	11,52	279,25	\$3.216,59				
HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO f'c=180 kg/cm2 e=5cm	m2	397,20	18,82	\$7.474,70				
ACERO DE REFUERZO SUBESTRUCTURA fy=4200 kg/cm3	kg	6893,90	2,01	\$13.880,80				
SUPERESTRUCTURA								
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=280 kg/cm2	m3	76,88	309,85	\$23.821,33	\$2.382,13	\$2.382,13	\$2.382,13	\$2.382,13
HORMIGON VIGAS SUPERIORES f'c=280 kg/cm2	m3	94,92	317,61	\$30.147,62	\$2.740,69	\$2.740,69	\$2.740,69	\$2.740,69
HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES f'c=280 kg/cm2	m3	137,81	291,60	\$40.186,60	\$3.653,33	\$3.653,33	\$3.653,33	\$3.653,33
ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA fy=4200 kg/cm2	kg	43896,60	2,01	\$88.385,39	\$7.365,45	\$7.365,45	\$7.365,45	\$7.365,45
MAMPOSTERIA NO ESTRUCTURAL								
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm	m2	1418,82	9,78	13872,23				
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20 cm	m2	365,18	10,87	3969,23				
ENLUCIDO	m2	3568,00	11,87	42350,95				
INVERSIÓN PARCIAL					\$16.141,60	\$16.141,60	\$16.141,60	\$16.141,60
AVANCE PARCIAL EN %					5,28	5,28	5,28	5,28
INVERSIÓN ACUMULADA					\$112.662,67	\$128.804,27	\$144.945,87	\$161.087,47
AVANCE ACUMULADO EN %					36,82	42,09	47,37	52,64
TOTAL DEL PROYECTO				\$305.999,78				

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	13	14	15	16
PRELIMINARES								
REPLANTEO Y NIVELACION	m2	397,20	3,61	\$1.431,91				
EXCAVACION	m3	362,28	11,61	\$4.207,37				
MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO	m3	596,25	23,59	\$14.067,91				
SUBESTRUCTURA								
HORMIGON EN REPLANTILLO f'c=210 kg/cm2	m3	6,08	188,96	\$1.148,77				
HORMIGON EN ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	53,88	331,10	\$17.838,37				
HORMIGON EN RIOSTRAS f'c=210 kg/cm2	m3	11,52	279,25	\$3.216,59				
HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO f'c=180 kg/cm2 e=5cm	m2	397,20	18,82	\$7.474,70				
ACERO DE REFUERZO SUBESTRUCTURA fy=4200 kg/cm3	kg	6893,90	2,01	\$13.880,80				
SUPERESTRUCTURA								
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=280 kg/cm2	m3	76,88	309,85	\$23.821,33	\$2.382,13	\$2.382,13	\$2.382,13	\$2.382,13
HORMIGON VIGAS SUPERIORES f'c=280 kg/cm2	m3	94,92	317,61	\$30.147,62	\$2.740,69	\$2.740,69	\$2.740,69	\$2.740,69
HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES f'c=280 kg/cm2	m3	137,81	291,60	\$40.186,60	\$3.653,33	\$3.653,33	\$3.653,33	\$3.653,33
ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA fy=4200 kg/cm2	kg	43896,60	2,01	\$88.385,39	\$7.365,45	\$7.365,45	\$7.365,45	\$7.365,45
MAMPOSTERIA NO ESTRUCTURAL								
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm	m2	1418,82	9,78	13872,23		\$2.774,45	\$3.468,06	\$4.161,67
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20 cm	m2	365,18	10,87	3969,23		\$793,85	\$992,31	\$1.190,77
ENLUCIDO	m2	3568,00	11,87	42350,95				
INVERSIÓN PARCIAL					\$16.141,60	\$19.709,89	\$20.601,97	\$21.494,04
AVANCE PARCIAL EN %					5,28	6,44	6,73	7,02
INVERSIÓN ACUMULADA					\$177.229,08	\$196.938,97	\$217.540,94	\$239.034,97
AVANCE ACUMULADO EN %					57,92	64,36	71,09	78,12
TOTAL DEL PROYECTO				\$305.999,78				

RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	17	18	19
PRELIMINARES							
REPLANTEO Y NIVELACION	m2	397,20	3,61	\$1.431,91			
EXCAVACION	m3	362,28	11,61	\$4.207,37			
MATERIAL DE MEJORAMIENTO DEBIDAMENTE COMPACTADO	m3	596,25	23,59	\$14.067,91			
SUBESTRUCTURA							
HORMIGON EN REPLANTILLO f'c=210 kg/cm2	m3	6,08	188,96	\$1.148,77			
HORMIGON EN ZAPATAS f'c=280 kg/cm2	m3	53,88	331,10	\$17.838,37			
HORMIGON EN RIOSTRAS f'c=210 kg/cm2	m3	11,52	279,25	\$3.216,59			
HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO f'c=180 kg/cm2 e=5cm	m2	397,20	18,82	\$7.474,70			
ACERO DE REFUERZO SUBESTRUCTURA fy=4200 kg/cm3	kg	6893,90	2,01	\$13.880,80			
SUPERESTRUCTURA							
HORMIGON EN COLUMNAS f'c=280 kg/cm2	m3	76,88	309,85	\$23.821,33			
HORMIGON VIGAS SUPERIORES f'c=280 kg/cm2	m3	94,92	317,61	\$30.147,62	\$2.740,69	\$2.740,69	
HORMIGON LOSA ALIVIANADA Y BLOQUES f'c=280 kg/cm2	m3	137,81	291,60	\$40.186,60	\$3.653,33	\$3.653,33	
ACERO DE REFUERZO SUPERESTRUCTURA fy=4200 kg/cm2	kg	43896,60	2,01	\$88.385,39	\$7.365,45		
MAMPOSTERIA NO ESTRUCTURAL							
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*10 cm	m2	1418,82	9,78	13872,23	\$3.468,06		
MAMPOSTERIA DE BLOQUES 40*20*20 cm	m2	365,18	10,87	3969,23	\$992,31		
ENLUCIDO	m2	3568,00	11,87	42350,95	\$8.470,19	\$16.940,38	\$16.940,38
INVERSIÓN PARCIAL					\$26.690,02	\$23.334,40	\$16.940,38
AVANCE PARCIAL EN %					8,72	7,63	5,54
INVERSIÓN ACUMULADA					\$265.725,00	\$289.059,40	\$305.999,78
AVANCE ACUMULADO EN %					86,84	94,46	100,00
TOTAL DEL PROYECTO				\$305.999,78			

ANEXO E

Especificaciones técnicas

REPLANTEO Y NIVELACIÓN

Descripción

Proceso de trazado y marcado del área, en el que consta la superficie del terreno donde se construirá utilizando equipos de alta precisión.

Requerimientos previos

- Revisar los planos topográficos con los que se diseñó el proyecto.
- Una vez realizada la limpieza del terreno, fiscalización aprobará el inicio de la obra.

Durante la ejecución

Mediante un equipo topográfico ubicar los hitos de los ejes que indicados en el plano.

Procedimiento

Revisar en el terreno el replanteo de todas las obras de movimientos de tierras, estructura y albañilería indicadas en los planos, así como su nivelación mediante equipos de precisión como estación total, niveles, cintas métricas, etc. Se colocarán hitos de ejes, lo cuales no deben ser alterados en su posición durante la construcción y serán verificados por fiscalización.

Medición y pago

En base a la cantidad efectiva ejecutada, se realizará la medición, la cual se verificará previa a la excavación manual del terreno, el pago será por metro cuadrado, incluirá herramientas, equipos y manos de obra.

EXCAVACIÓN A MANO

Descripción

Se trata del desalojo del material excavado de los cimientos, designados como escombros o tierra, que no se usará en obra; estos son trasladados por medio de volquetas y llevados a botaderos fuera de la zona de construcción bajo la autorización del Fiscalizador de acuerdo a lo establecido en el Plan de Manejo Ambiental.

Procedimiento

Todos los materiales innecesarios productos de las excavaciones deberán ser desalojados donde fiscalización lo indique, o fuera de la zona de obra.

Se requieren de equipos aptos para la carga y el transporte con el fin de cumplir este propósito, donde estos deberán llevar obligatoriamente una cubierta de lona como protección de derrames.

Medición y pago

La medición se hará en sitio y confirmada con los planos detallados para la construcción. El pago será por m³. Es importante tomar en cuenta un esponjamiento del 10 al 45 %.

MATERIAL DE MEJORAMIENTO

Descripción

Consiste en la compactación de la sobre excavación en los cimientos con material obtenido de la excavación, hasta alcanzar los niveles y cotas determinadas y esperadas según los planos. El mismo material puede ser empleado para el relleno de plataformas y rampas de acceso.

Procedimiento

Se procede con el relleno de las áreas sobre las zapatas, vigas de cimentación, cadenas, plataformas y otros indicados en planos o requeridas en obra, hasta conseguir las características del suelo existente o mejorar el mismo, hasta los niveles señalados, en base a las especificaciones indicadas en el estudio de suelos. Mediante el criterio del Proctor Normal o el Proctor modificado, se determina el tipo de compactación del suelo como base de la infraestructura.

Requerimientos previos

- Verificar que el material esté libre de grumos o terrones.
- El grado de compactación de los rellenos, a partir de verificación de ensayos de campo, debe satisfacer por lo menos el 96% de la densidad establecida.

Durante la ejecución

- Las excavaciones deben tener las paredes rugosas para una mejor adherencia del relleno.
- El material para el relleno debe ser aprobado por fiscalización.

- Todo relleno debe efectuarse en suelos firmes, exentos de agua, materia orgánica, residuos, etc.
- El tendido y conformación de capas no deberán superar los 20 cm de espesor.
- La compactación de cada capa de material, se debe hacer desde los bordes hacia el centro del relleno.

Posterior a la ejecución

- En caso de no cumplir con las especificaciones requeridas en el proyecto, los sitios no aprobados serán escarificados y rellenados por el constructor a su costo, al igual que las perforaciones que se realicen para la obtención de muestras y comprobaciones de espesores de relleno.
- El rubro debe ser entregado sin materiales sobrantes o productos de relleno.

Medición y pago

Se realizará el pago por metro cúbico del volumen de relleno realmente ejecutado según los planos o exigencias de fiscalización.

SUBESTRUCTURA

HORMIGÓN DE REPLANTILLO

Descripción

Hace referencia a la capa de concreto en el fondo de las excavaciones destinadas a recibir las zapatas de hormigón simple.

Procedimiento

Previo a la colocación de hormigón para la cimentación, se vacía sobre el fondo limpio y nivelado de la excavación una capa de concreto simple de 0,05 m. de espesor, que será mezclado manualmente, cuya superficie debe alcanzar la cota inferior de la cimentación indicada en los planos y aprobados por fiscalización.

Medidas y pagos

El pago por la correcta ejecución de rubro se realiza en base a los metros cúbicos de concreto vaciado, el volumen será medido en su sitio original de colocación.

Los precios y pagos constituyen la compensación total por el material componente del hormigón, al igual que la mano de obra, equipo, materiales, herramientas, y procesos necesarios para la ejecución de las actividades.

HORMIGÓN ZAPATAS

Descripción

Se lleva a cabo el suministro, transporte y colocación de hormigón para los cimientos cuya función es transmitir todas las cargas de la superestructura al terreno firme.

Las dimensiones y refuerzo de acero son las que se detallan en los planos. Para elementos de este tipo, se debe realizar un acabado normal, un adecuado vibrado y todo lo necesario para asegurar la estabilidad y resistencia del mismo. Por otra parte, están las vigas de confinamiento que mejora la rigidez enlazándose con las zapatas, sus dimensiones se indican de igual manera en los planos. El vaciado debe ser continuo y puede interrumpirse únicamente en las juntas de construcción.

Procedimiento

Se comienza replanteando las zapatas sobre el replantillo, colocar y verificar el acero de refuerzo encima de dados para dar lugar al recubrimiento que protegerá el armado junto con el concreto de limpieza, una vez encofrado se dispone de los equipos de vaciado para verter el hormigón, se vibra correctamente el material premezclado, curar cuidadosamente el tiempo y las veces necesarias. Este proceso se replica de forma similar en columnas, vigas y losas.

Medidas y pagos

El pago se lo realizará por metro cúbico de viga de confinamiento, donde se incluye el costo de materiales, herramientas, transporte, equipos y mano de obra.

HORMIGÓN SIMPLE CONTRAPISO

Descripción

Ubicada en la planta baja y en toda superficie interior de la obra, debe incluir el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón, además de la compactación del lastre o piedra bola y encofrado.

Procedimiento

Este nivel se requiere construirlo de la siguiente forma:

- Una capa de piedra de río compactada de 10 cm de espesor que se asentará con combo, en la que se pondrá una capa de arena fina de 2 cm.
- Este piso de hormigón simple de tener como mínimo 7 cm de espesor.

Las proporciones de las mezclas se producirán en base a las indicaciones dadas y su consistencia debe quedar uniforme.

Medición y pago

En función de la cantidad efectiva ejecutada se hará la medición y el pago por metros cuadrados proyectados horizontalmente.

Los precios y pagos integran la compensación total por el empleo de equipo, mano de obra, herramientas, materiales y operaciones correspondientes.

SUPERESTRUCTURA

Hormigón estructural para:

COLUMNAS

Descripción

Finalizados los elementos en las cimentaciones, los encofrados bien nivelados y aplomados, colocado el acero de refuerzo, los chicotes, andamios, y debidamente humedecidos los encofrados, se podrá comenzar con la fundición hasta su culminación.

Procedimiento

Con el hormigón simple elaborado en obra se comienza a fundir ejecutando el vaciado por capas entre 15 a 30 cm mientras se vibra la mezcla colada con golpes, para impedir que se produzca segregación en los puntos de arranque, debido a que, en la

zona baja se da el descenso de la pasta con los agregados. Se mantendrá bajo cuidado la plomada, la estabilidad del encofrado y la posición del acero de refuerzo. Al iniciar el proceso de fraguado, se procede de inmediato al curado del hormigón.

Medidas y pagos

Según el volumen vertido en cada columna se lleva un cálculo de la cantidad en metros cúbicos y en función de esa unidad se hará el pago. El rubro se pagará incluyendo la prestación de mano de obra, herramientas manuales, materiales y equipos.

VIGAS SUPERIORES

Descripción

En éste rubro se trata uno de los elementos más importantes que permiten transmitir la carga de la losa a las columnas, sus dimensiones son especificadas en los planos.

Procedimiento

La fabricación de las vigas deberá ser supervisada todo el tiempo y asegurar que tanto el armado de acero como el de hormigón cumplan con las especificaciones establecidas en los planos estructurales. Los encofrados deben ser nivelados y estables una vez colocadas las varillas con la correcta forma de armado según los planos. Durante el proceso de vaciado y vibrado del concreto, tener cuidado en no desestabilizar el encofrado.

Medidas y pagos

La cantidad a pagar estará en función de los metros cúbicos utilizados en obra, además, las herramientas, equipos, materiales y mano de obra cuentan en los gastos para este rubro.

HORMIGÓN LOSA ALIVIANADA

Descripción

El hormigón de resistencia 280 kg/cm² de resistencia conformará las losas de entrepisos o cubierta conformado por mallas electrosoldadas, acero de refuerzo y

bloques de alivianamiento, donde se fundirá el concreto bajo el soporte de puntales y encofrado metálico.

Procedimiento

Una vez colocado el encofrado metálico, se comienza por la colocación del acero estructural con su sistema de fijación, la malla electrosoldada y de bloques de hormigón en las áreas establecidas en los planos estructurales, luego se procede con la fundición de vigas y nervios ubicadas en los trazados correspondientes.

Se realizará el vibrado en cada una de las fases de colado de elementos estructurales. Finalmente se completan las actividades de este rubro con una loseta de compresión correctamente vibrada, compactada y nivelada.

Es importante humedecer los bloques minutos antes del vertido del concreto. Llevar un control de curado para evitar grietas y contracciones no deseadas en la superficie de losetas

Medidas y pagos

La liquidación de éste rubro se paga según, la cantidad colada en metros cúbicos, los gastos también incluirán unidades de bloques, mano de obra, herramientas, equipos y materiales.

ACERO DE REFUERZO GLOBAL

Descripción

Se llevarán a cabo procesos para el doblado, formación de ganchos, corte y colocación de varillas que formarán parte del hormigón armado.

Este material debe estar libre de escorias, grasa, arcilla, oxidación, pintura o cualquier tipo de recubrimiento extraño que pueda afectar significativamente sus propiedades y una buena adherencia con el hormigón. Debe ser corrugado y tener un límite de fluencia no menor de 4200 kg/cm².

Procedimiento

Estos elementos con dimensiones establecidas, se doblan en frío y se los coloca en obra tal como se especifica en los planos estructurales. En cuanto a los estribos, estos se amarran con alambre galvanizado N° 18, para evitar desplazamientos.

Bajo ninguna circunstancia se vaciará el hormigón sin antes haber verificada y aprobada la distribución y colocación del refuerzo de acero.

En el caso de cimentaciones u otros miembros estructurales principales en los que se verterá el hormigón que entra en contacto con el suelo, la armadura debe estar montada sobre unos dados de hormigón que les permitirá tener un recubrimiento y protegerlo de cualquier clase de agente dañino provenientes del suelo y la humedad.

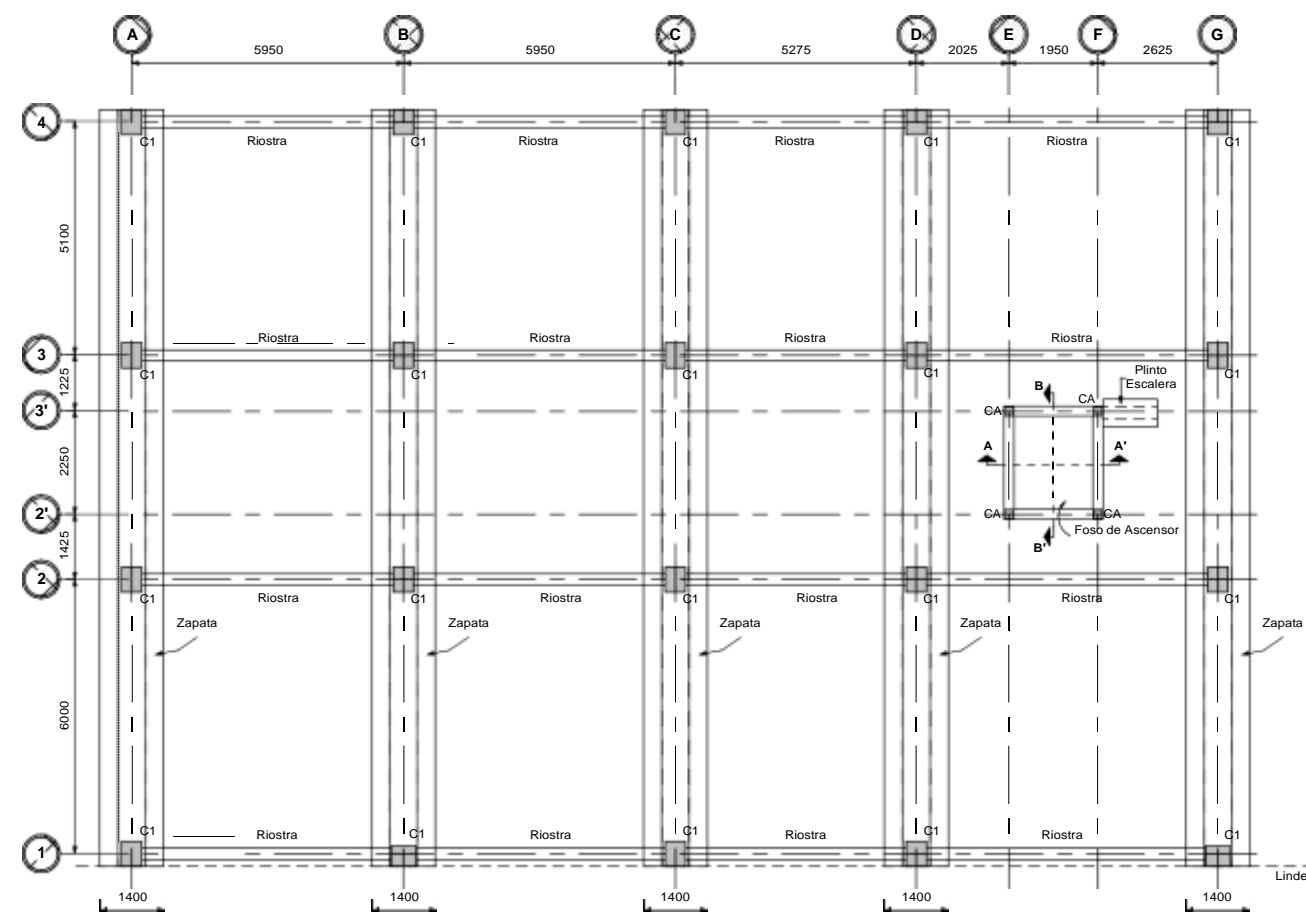
Cuando se deba hacer traslapes de varillas, se empleará con una longitud mínima de 40 cm. De cruce y se agarrarán con alambre galvanizado, esta acción debe evitarse en puntos de esfuerzos máximos.

Medidas y pagos

La unidad de medida y con la que se paga el hierro estructural es en kg. medidos en sitio. Este pago abarca la compensación de mano de obra, equipo, materiales, herramientas y otras operaciones requeridas.

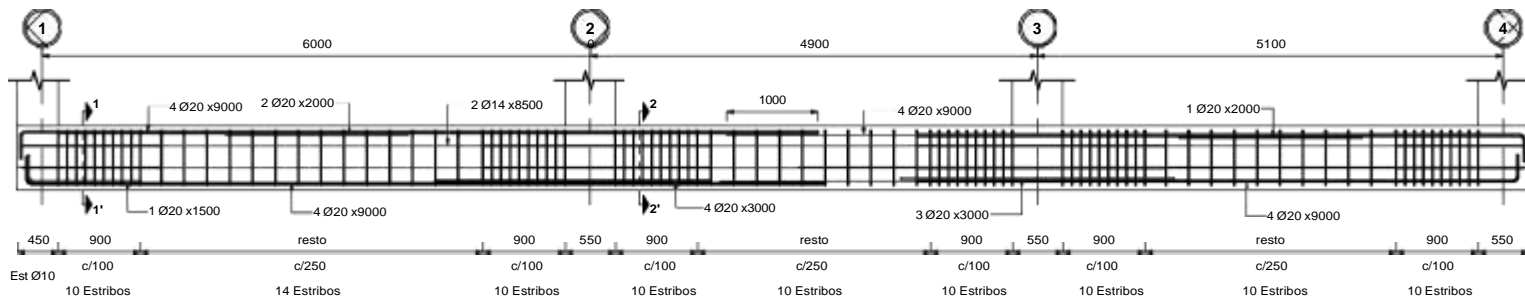
ANEXO F

Planos

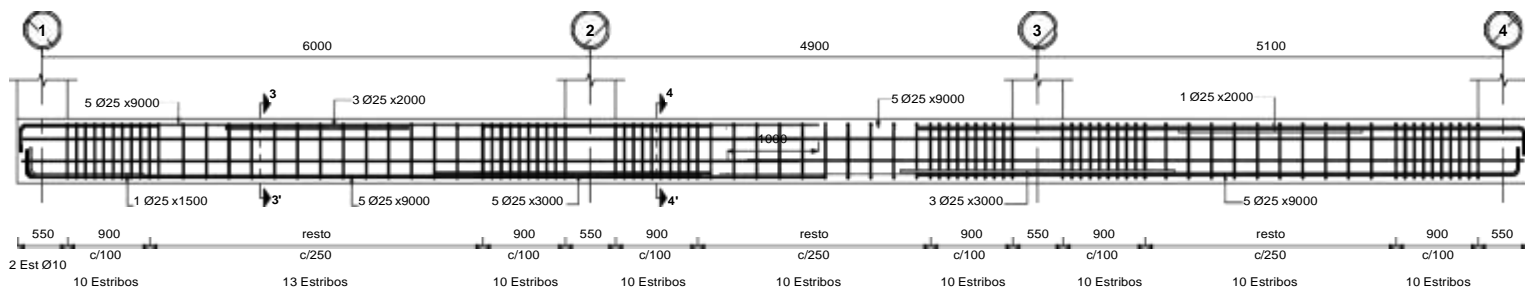


Cimentación N.-1.50 m
1 : 100

ZAPATAS

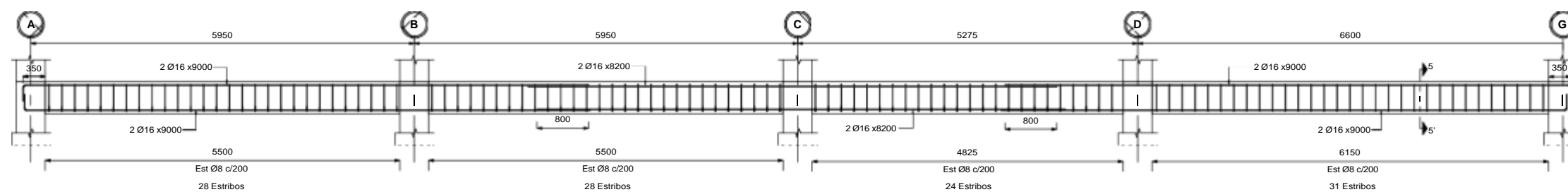


EJES A y G
1 : 50



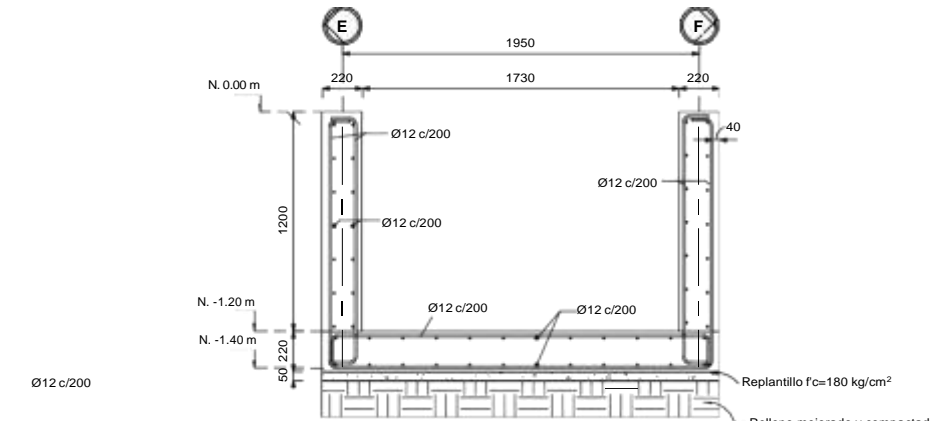
EJES B,C y D
1 : 50

RIOSTRAS

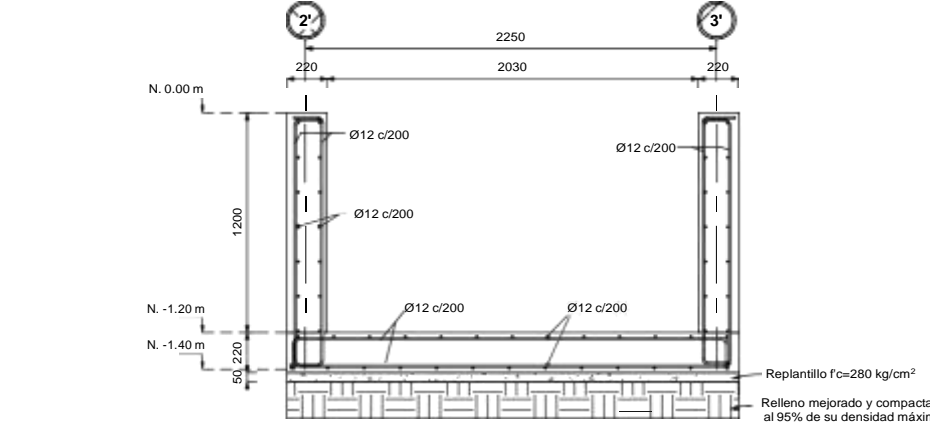


EJES 1,2,3,4
1 : 50

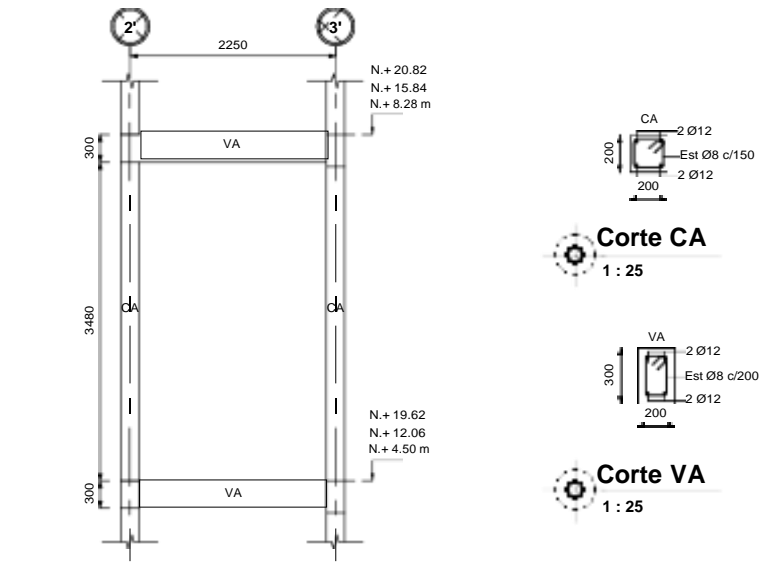
FOSO DE ASCENSOR



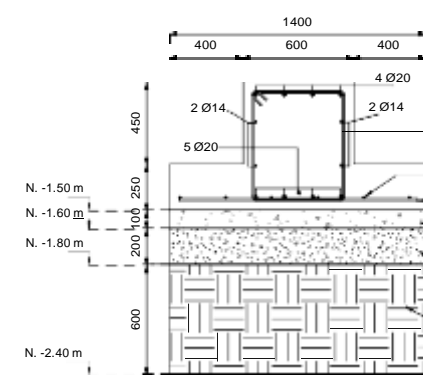
Sección A-A'
1 : 25



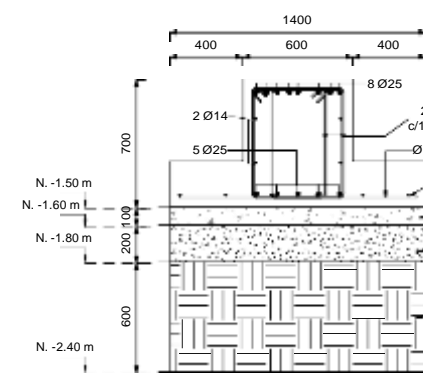
Sección B-B'
1 : 25



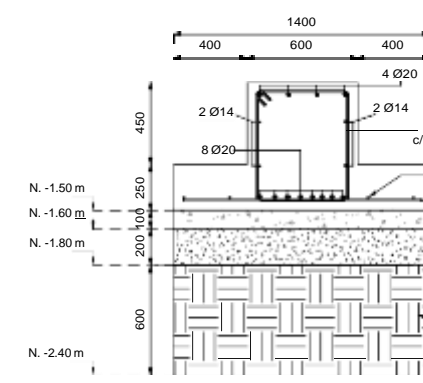
Alzado Ascensor
1 : 50



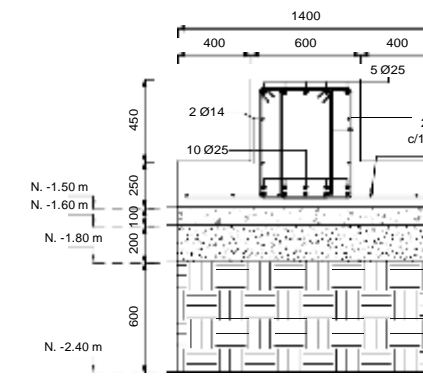
Corte 1-1'
1 : 25



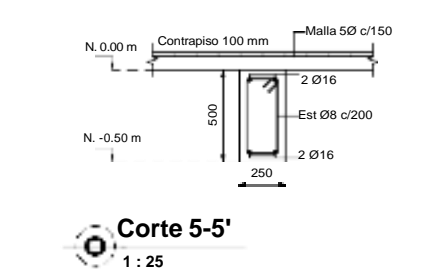
Corte 3-3'
1 : 25



Corte 2-2'
1 : 25



Corte 4-4'
1 : 25



Corte 5-5'
1 : 25

Detalles de traslapes

Ø	L min (mm)
10	400
12	500
14	550
16	650
18	750
20	800
22	900
25	1000
28	1150

No se permitirá traslapes en las conexiones columna-viga, ni en las zonas dentro de una distancia 2h a partir de la cara de la columna.

Detalles de Ganchos y Longitudes de desarrollo

Ø	dh (mm)	Ld min (mm)	Ldh min (mm)
10	60	120	150
12	70	150	175
14	85	170	200
16	100	200	235
18	110	220	265
20	120	240	300
22	130	270	320
25	150	300	365
28	170	340	410

Detalles de elementos de confinamiento

Ø	dh (mm)	Ld (mm)
8	35	75
10	40	75
12	45	75

Especificaciones técnicas

Terreno: Capacidad portante del suelo: $q_u = 21 \text{ Tm}^2$
Clasificación del perfil del suelo: Tipo= D

Resistencia del Concreto:
Replanteo y Riostras: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Cimentación: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Resto de la estructura: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Contrapiso: $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:
Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento libre al estribo:
Cimentación: 50 mm
Riostras, Vigas y Columnas: 40 mm
Losas y Escalera: 20 mm

- Notas Generales**
- Debe tomarse cilindros en obra para controlar la calidad del hormigón.
 - Todas las medidas están en milímetros (mm). Las cotas en metros (m).
 - Las medidas indicadas en los planos prevalecen sobre la escala de dibujo.
 - Las longitudes, medidas y cotas deberán ser verificadas por el constructor
 - Todos los estribos de las vigas empiezan a 50 mm de la cara de las columnas.
 - Bajo ningún concepto los elementos estructurales tales como vigas y columnas serán atravesados por tubos o paquetes de tubos de cualquier tipo de instalaciones.
 - Antes de proceder con la construcción se deberá correlacionar los planos estructurales con los arquitectónicos.

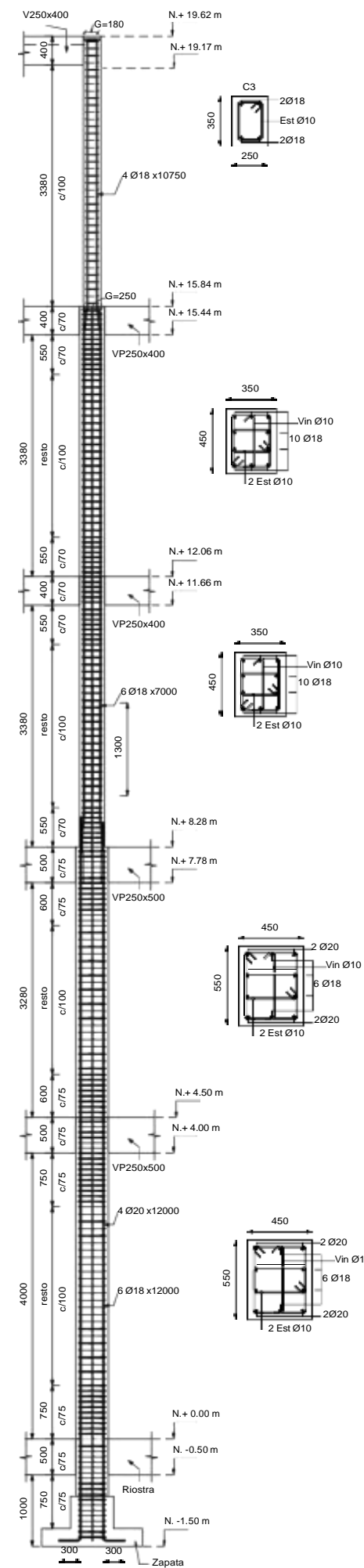
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM

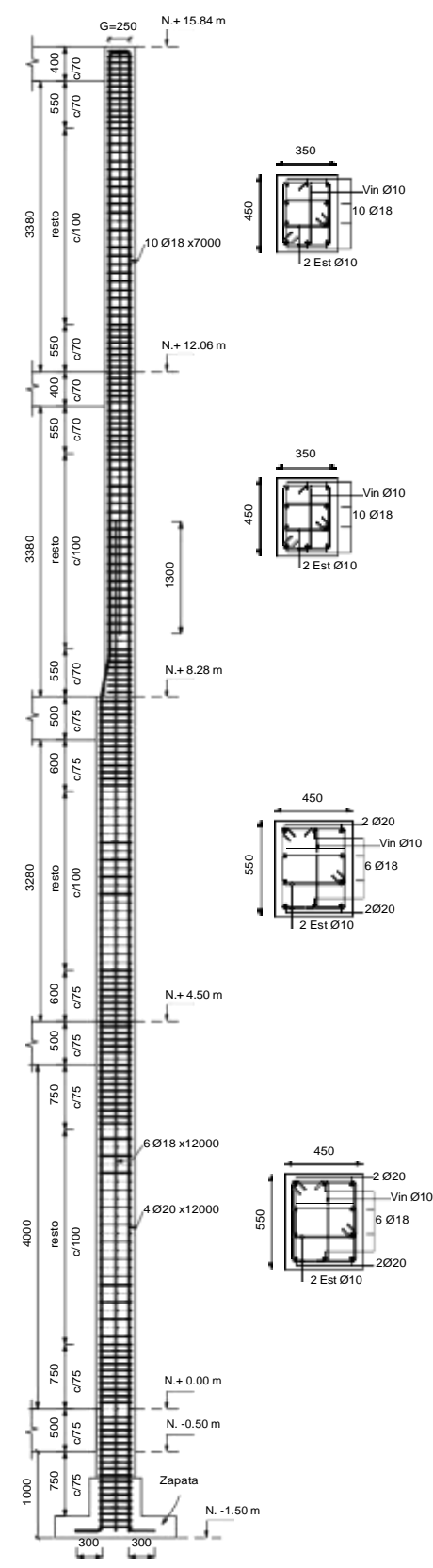
CONTENIDO: Detallamiento de la Cimentación y Foso de Ascensor

Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Daza -Arq. Eunice Lindao	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormazá	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas			Lámina: 1/7 Escala: Como se indica

EJES D1,D2,D3,G1,G2,G3

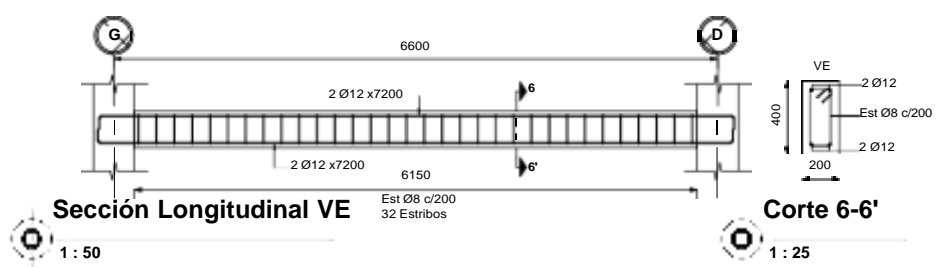


EJES RESTANTES



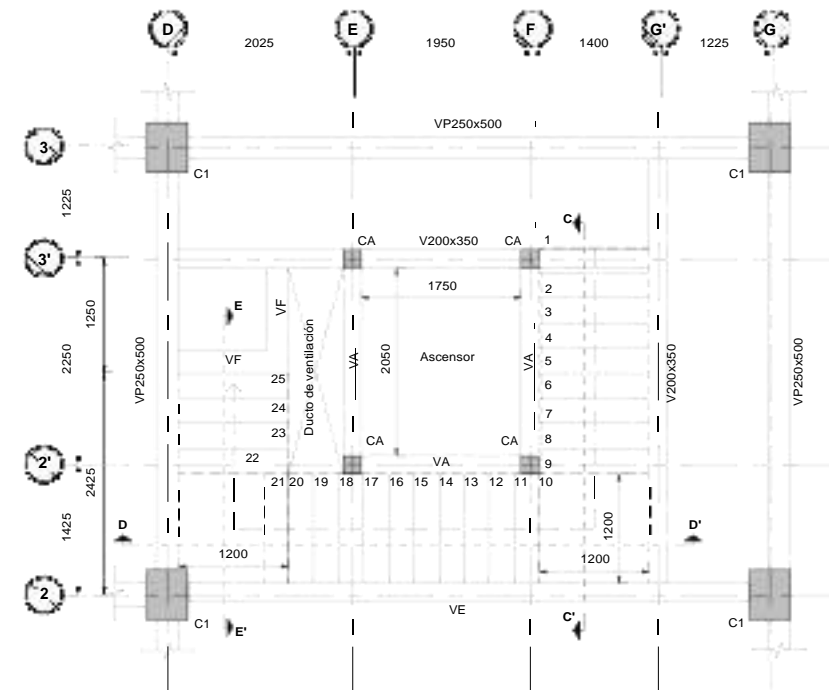
Sección C1-C2-C3
1 : 50

Sección C1-C2
1 : 50

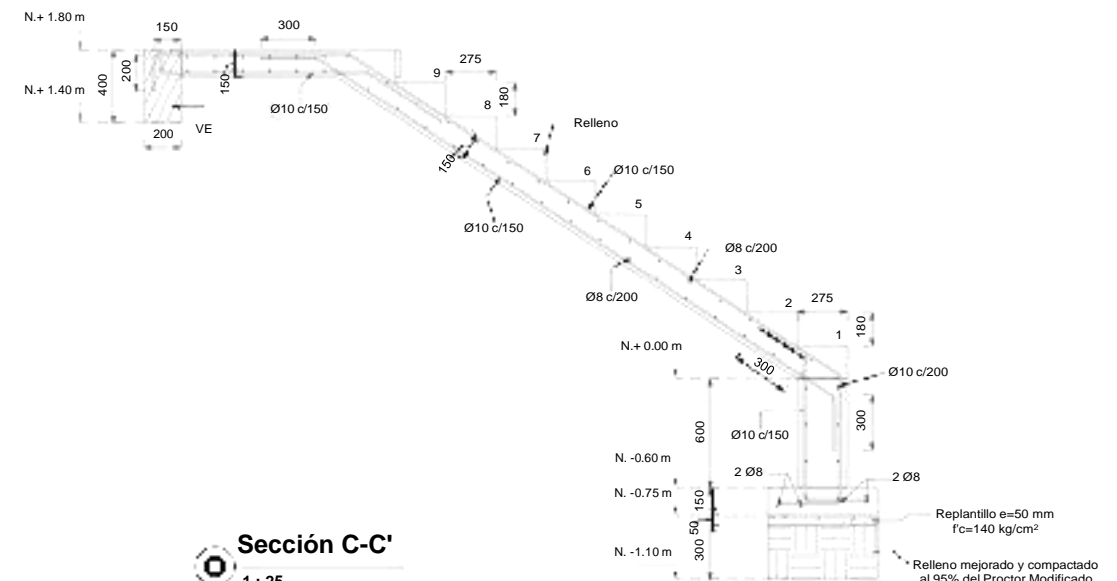


Sección Longitudinal VE
1 : 50

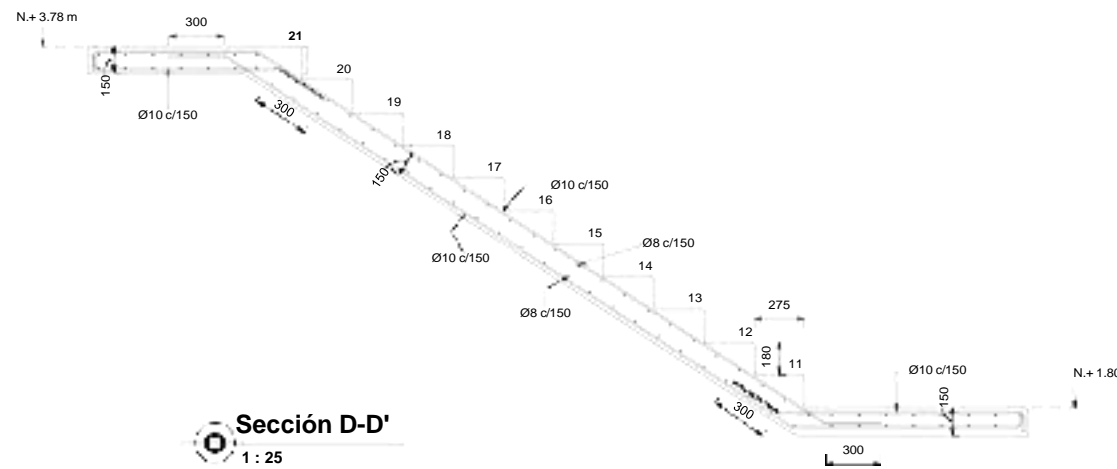
Corte 6-6'
1 : 25



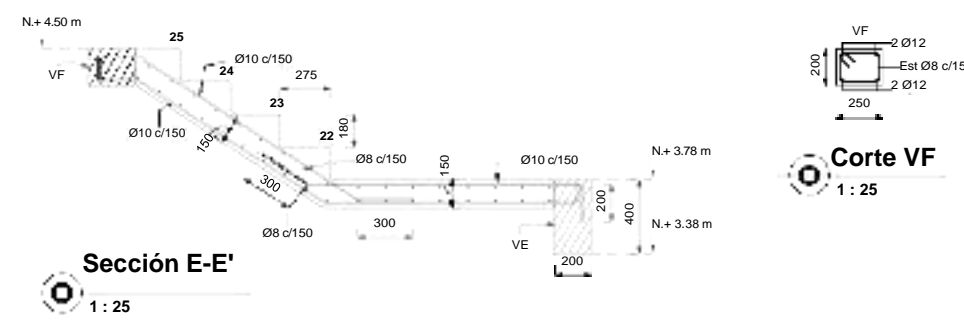
Escalera 1er Piso
1 : 50



Sección C-C'
1 : 25

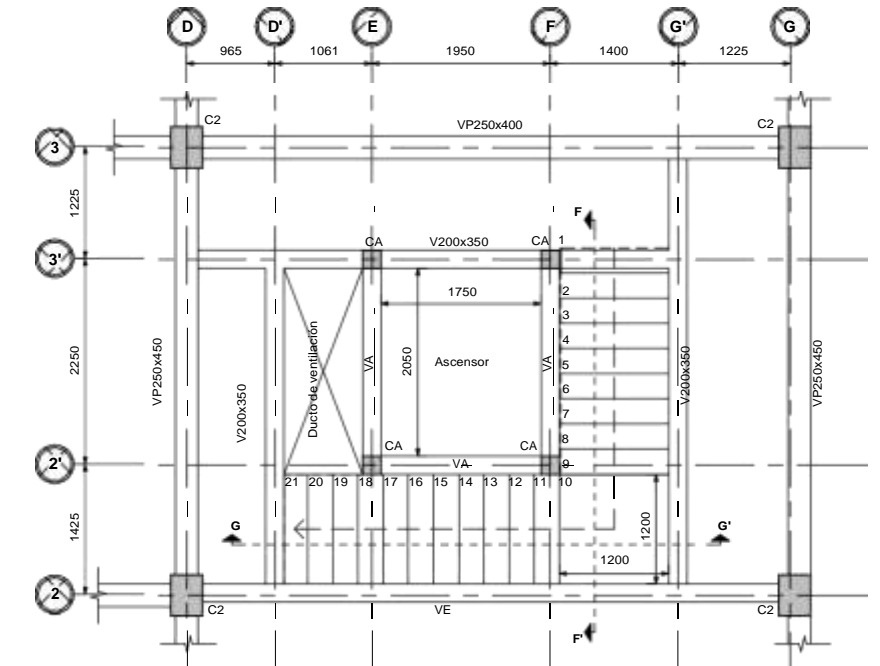


Sección D-D'
1 : 25

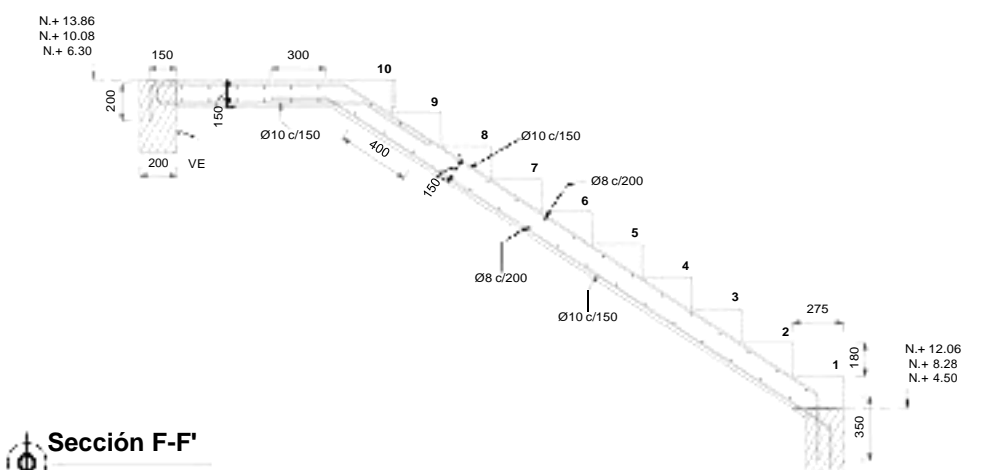


Sección E-E'
1 : 25

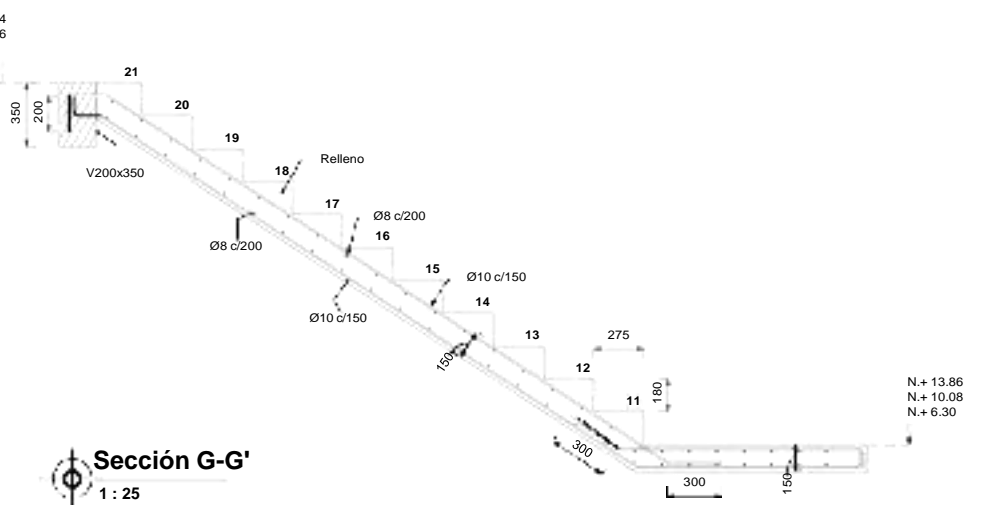
Corte VF
1 : 25



Escalera 2do,3er y 4to piso
1 : 50

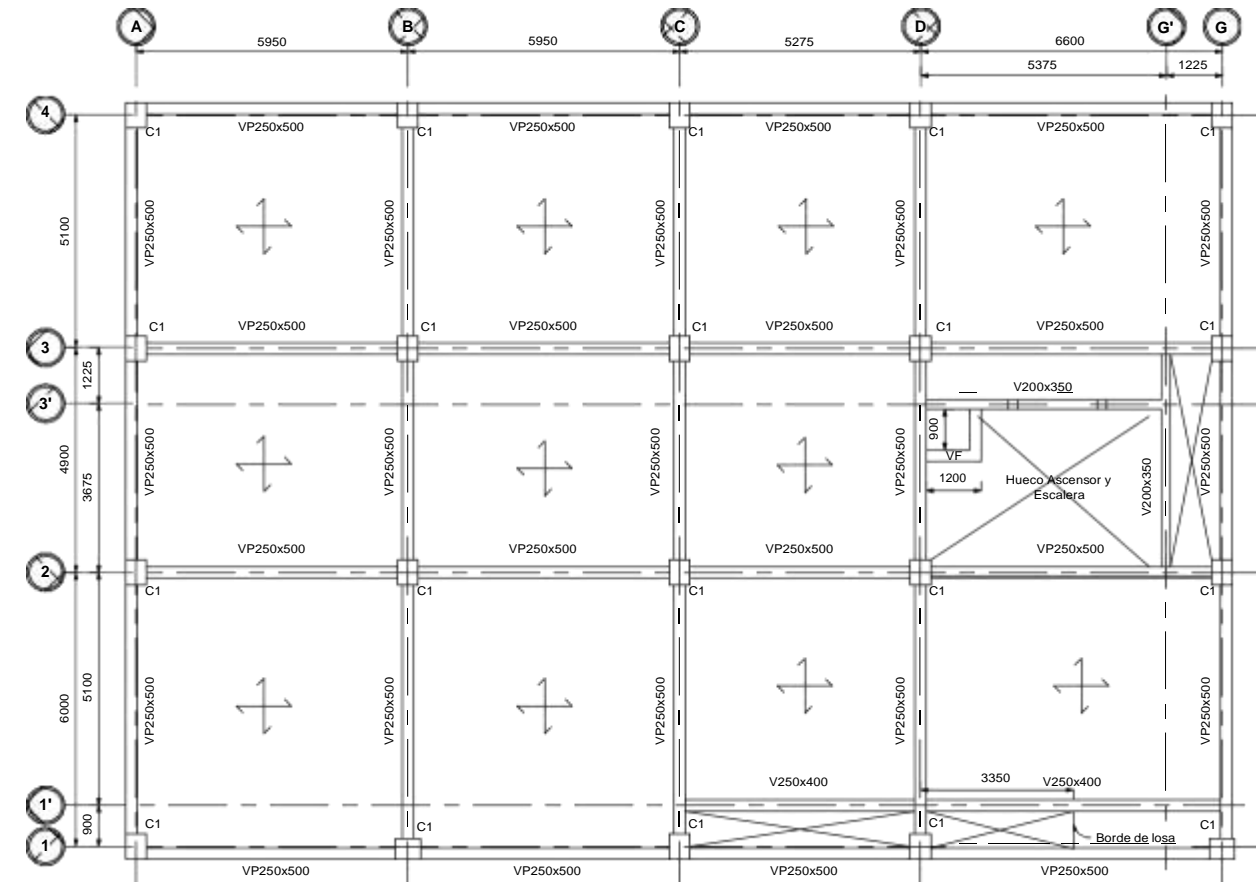


Sección F-F'
1 : 25



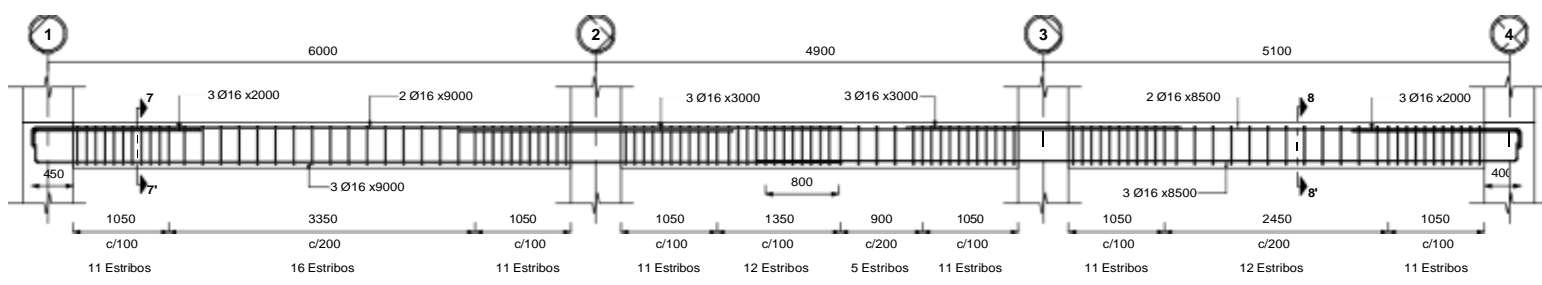
Sección G-G'
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM			
CONTENIDO: Detallamiento de Columna y Escalera			
Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Dávila -Msc. Erika Urdano	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormaza	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas			Lámina: 2/7 Escala: Como se indica

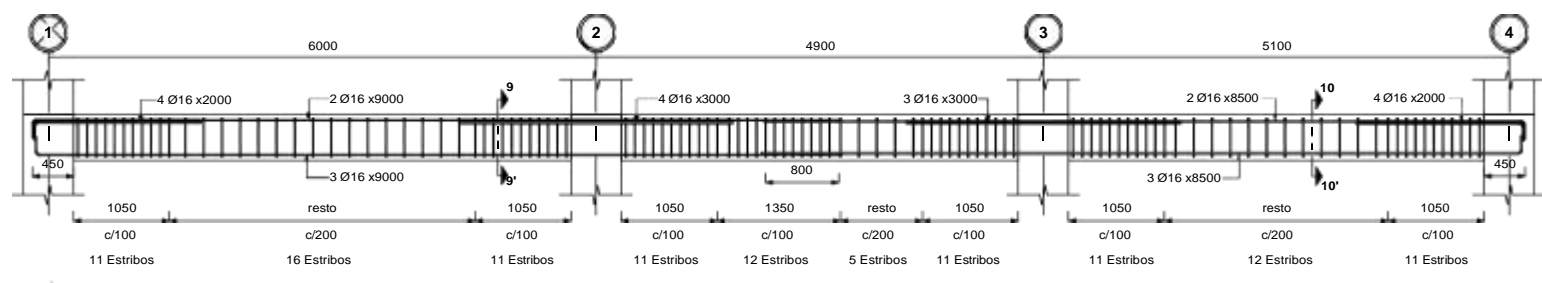


1er Piso N.+ 4.50 m
1 : 100

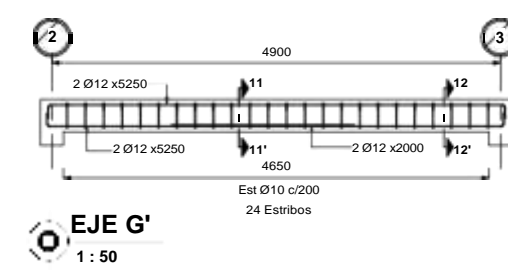
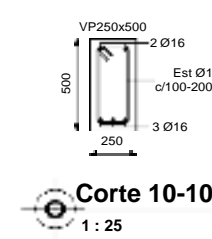
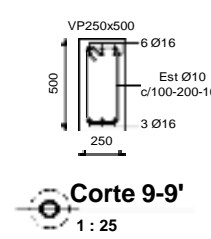
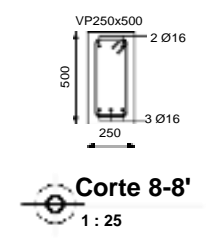
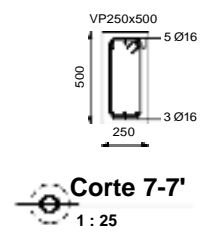
VIGAS EJE Y



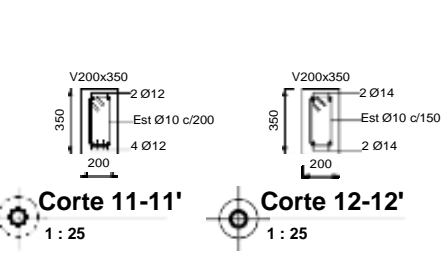
EJE A y G.
1 : 50



EJE B,C y D
1 : 50



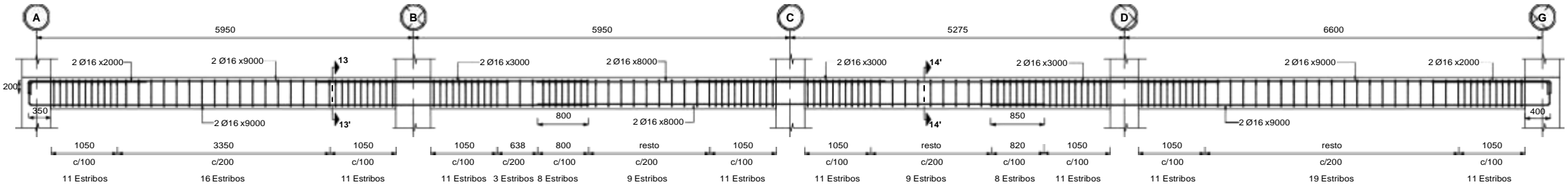
EJE G'
1 : 50



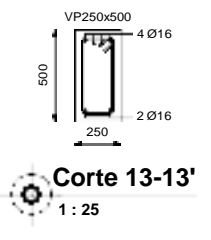
Corte 11-11'
1 : 25

Corte 12-12'
1 : 25

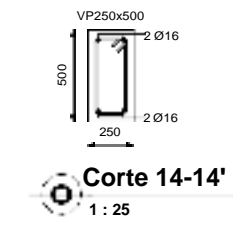
VIGAS EJE X



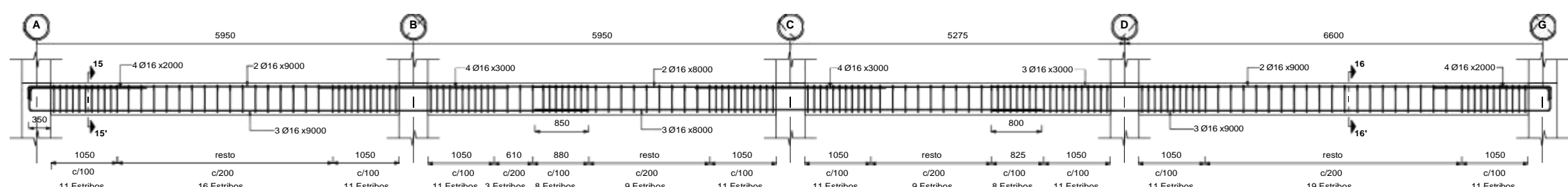
EJE 1 y 4
1 : 50



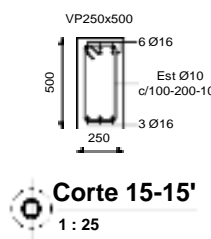
Corte 13-13'
1 : 25



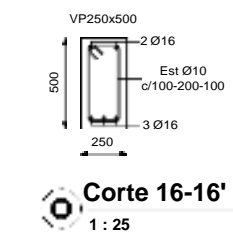
Corte 14-14'
1 : 25



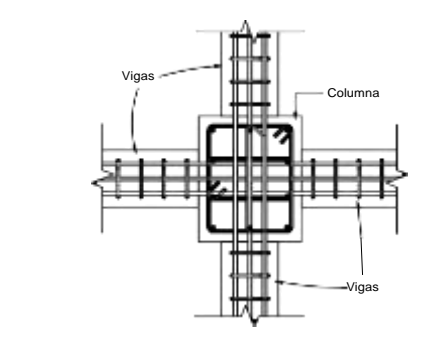
EJE 2 y 3
1 : 50



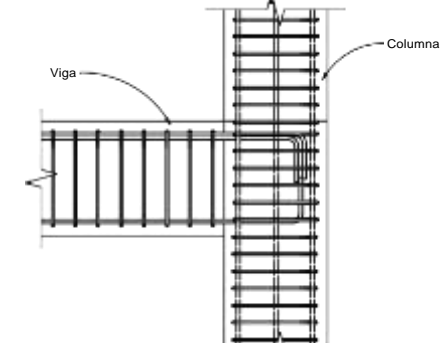
Corte 15-15'
1 : 25



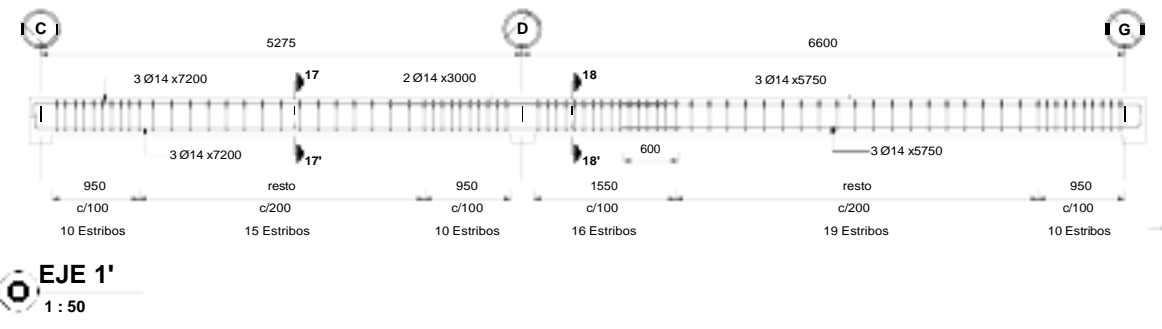
Corte 16-16'
1 : 25



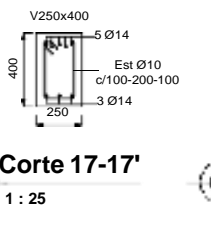
Conexión Columna-Viga en Planta
1 : 20



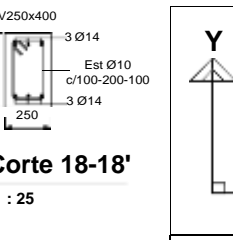
Conexión Columna-Viga en Alzado
1 : 20



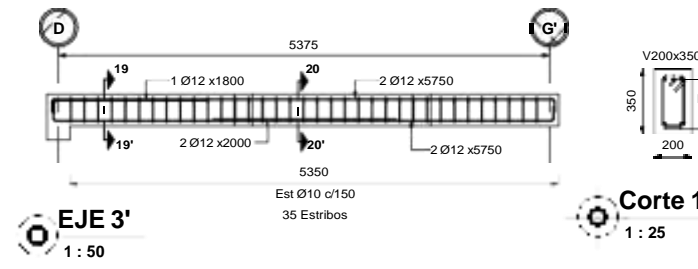
EJE 1'
1 : 50



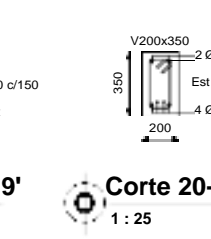
Corte 17-17'
1 : 25



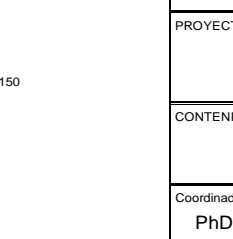
Corte 18-18'
1 : 25



EJE 3'
1 : 50



Corte 19-19'
1 : 25



Corte 20-20'
1 : 25

Detalles de traslapes

Ø	L min (mm)
10	400
12	500
14	550
16	650
18	750
20	800
22	900
25	1000
28	1150

No se permitirá traslapes en las conexiones columna-viga, ni en las zonas dentro de una distancia 2h a partir de la cara de la columna.

Detalles de Ganchos y Longitudes de desarrollo

Ø	dh (mm)	Ld min (mm)
10	60	150
12	70	175
14	85	200
16	100	235
18	110	265
20	120	300
22	130	320
25	150	365
28	170	410

Detalles de elementos de confinamiento

Ø	dh (mm)	Ld (mm)
8	35	75
10	40	75
12	45	75

Especificaciones técnicas

Terreno: Capacidad portante del suelo: $q_{av} = 21 \text{ Tm}^2$
 Clasificación del perfil del suelo: Tipo D

Resistencia del Concreto: Replanteo y Rostro: $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Cementación: $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 Resto de la estructura: $f_{ck} = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Contrapiso: $f_{ck} = 180 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo: Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento libre al estribo: Cementación: 50 mm
 Rostro, Vigas y Columnas: 40 mm
 Losas y Escalera: 20 mm

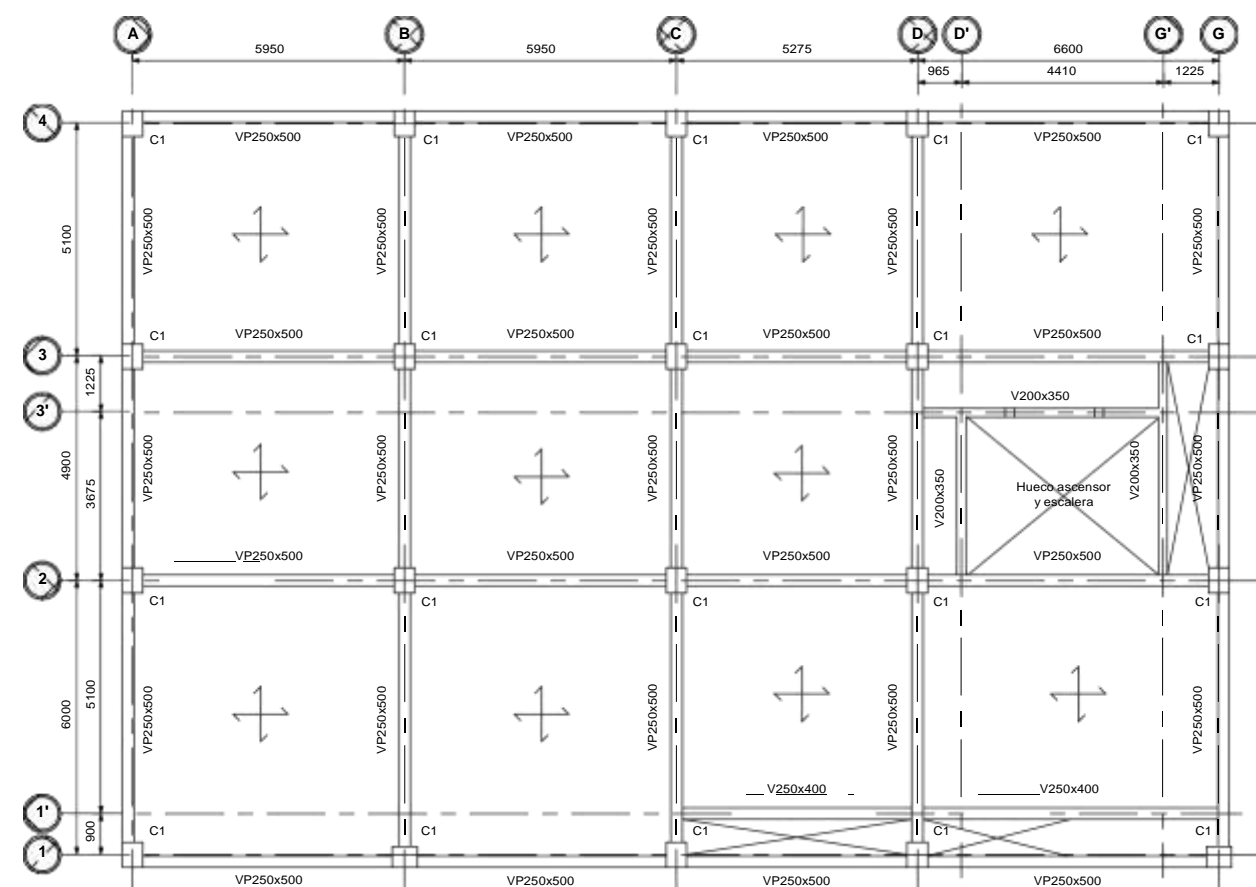
- Notas Generales**
- Debe tomarse cilindros en obra para controlar la calidad del hormigón.
 - Todas las medidas están en milímetros (mm). Las cotas en metros (m).
 - Las medidas indicadas en los planos prevalecen sobre la escala de dibujo.
 - Las longitudes, medidas y cotas deberán ser verificadas por el constructor
 - Todos los estribos de las vigas empiezan a 50 mm de la cara de las columnas.
 - Bajo ningún concepto los elementos estructurales tales como vigas y columnas serán atresados por tubos o paquetes de tubos de cualquier tipo de instalaciones
 - Antes de proceder con la construcción se deberá correlacionar los planos estructurales con los arquitectónicos

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM

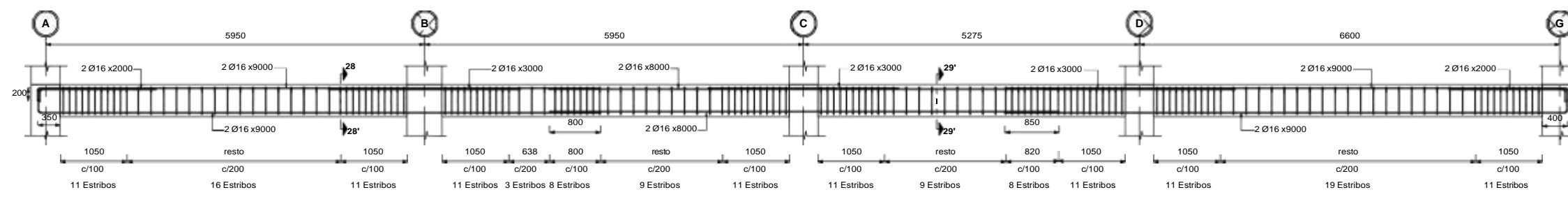
CONTENIDO: Detallamiento de vigas del 1er Piso

Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Daza -Arq. Eunice Lindao	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormazá	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas			Lámina: 3/7 Escala: Como se indica

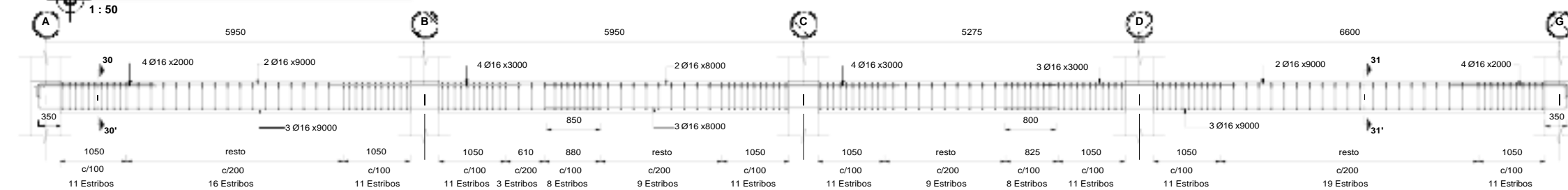


2do Piso N.+ 8.28 m
1 : 100

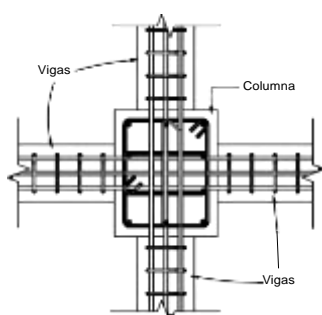
VIGAS EJE X



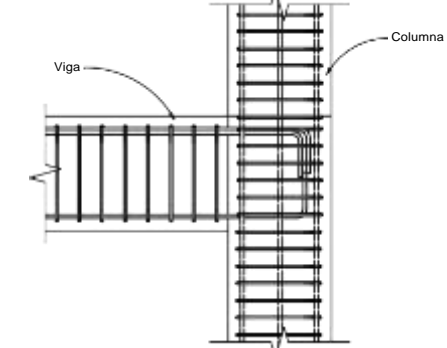
EJE 1 y 4
1 : 50



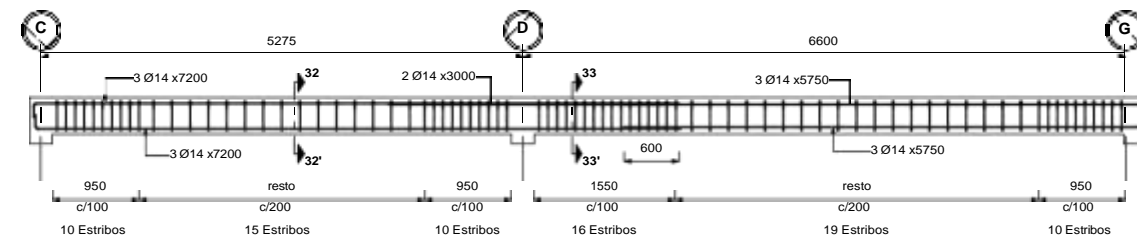
EJE 2 y 3
1 : 50



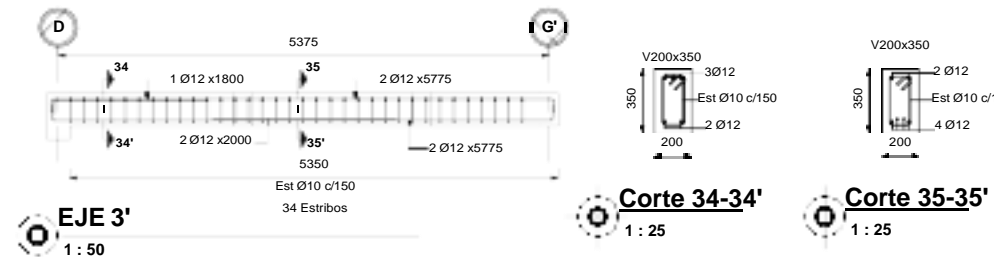
Conexión Columna-Viga en Planta
1 : 20



Conexión Columna-Viga en Alzado
1 : 20

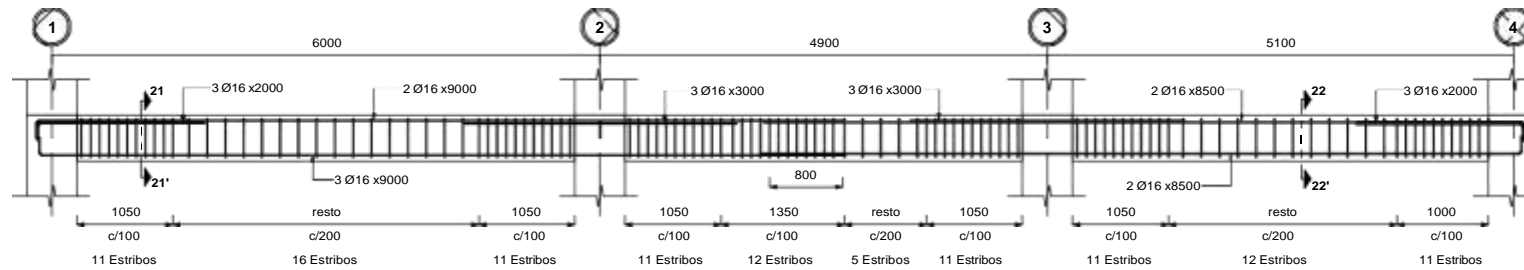


EJE 1'
1 : 50

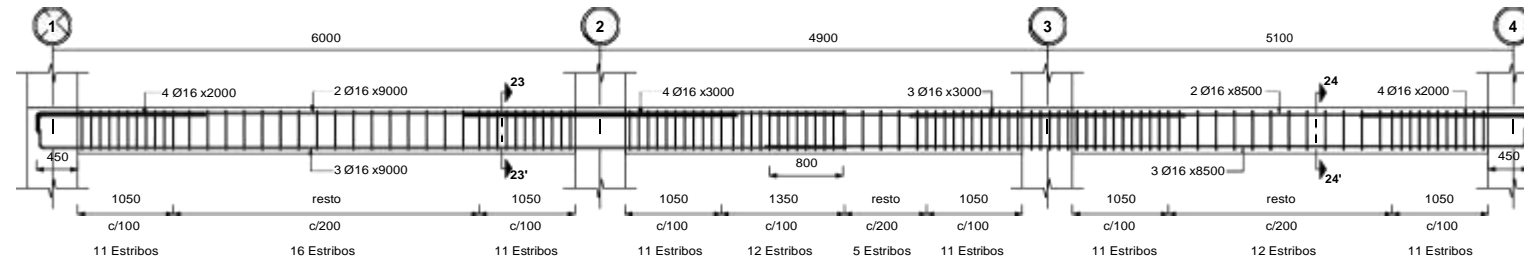


EJE 3'
1 : 50

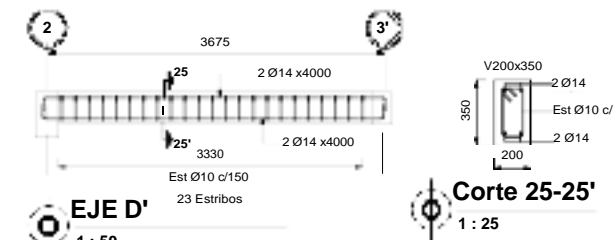
VIGAS EJE Y



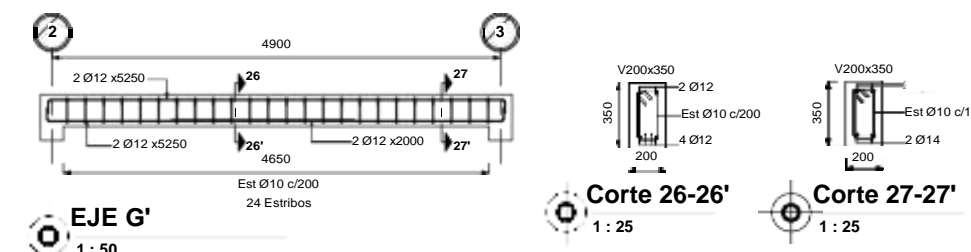
EJE A y E
1 : 50



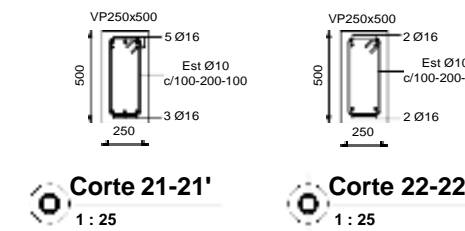
EJE B, C y D
1 : 50



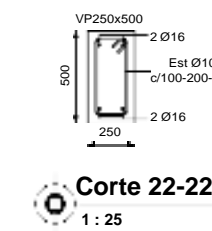
EJE D'
1 : 50



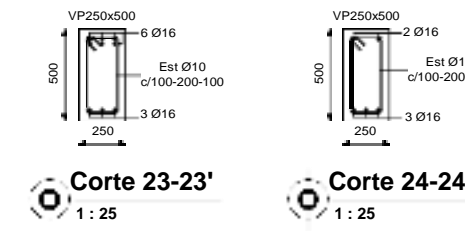
EJE G'
1 : 50



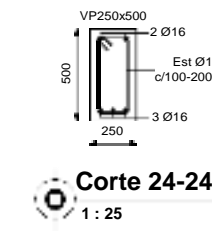
Corte 21-21'
1 : 25



Corte 22-22'
1 : 25



Corte 23-23'
1 : 25



Corte 24-24'
1 : 25

Corte 25-25'
1 : 25

Corte 26-26'
1 : 25

Corte 27-27'
1 : 25

Corte 28-28'
1 : 25

Corte 29-29'
1 : 25

Corte 30-30'
1 : 25

Corte 31-31'
1 : 25

Corte 32-32'
1 : 25

Corte 33-33'
1 : 25

Corte 34-34'
1 : 25

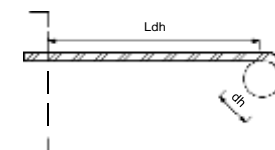
Corte 35-35'
1 : 25

Detalles de traslapes

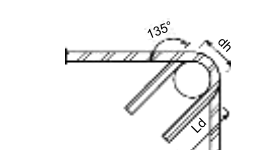
Ø	L min (mm)
10	400
12	500
14	550
16	650
18	750
20	900
22	900
25	1000
28	1150

No se permitirá traslapes en las conexiones columna-viga, ni en las zonas dentro de una distancia 2h a partir de la cara de la columna.

Detalles de Ganchos y Longitudes de desarrollo



Detalles de elementos de confinamiento



Ø	dh	Ld min	Ldh min	Ø	dh (mm)	Ld (mm)
10	80	150	150	8	35	75
12	70	150	175	10	40	75
14	85	170	200	12	45	75
16	100	200	235			
18	110	220	265			
20	120	240	300			
22	130	270	320			
25	150	300	365			
28	170	340	410			

Especificaciones técnicas

- Terreno: Capacidad portante del suelo: $q_u = 21 \text{ Tm}^2$
Clasificación del perfil del suelo: Tipo= D
- Resistencia del Concreto: Replanteo y Riorstras: $f_{cc} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Cimentación: $f_{cc} = 350 \text{ kg/cm}^2$
Resto de la estructura: $f_{cc} = 280 \text{ kg/cm}^2$
Contrapiso: $f_{cc} = 180 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Recubrimiento libre al estribo: Cimentación: 50 mm
Riorstras, Vigas y Columnas: 40 mm
Losas y Escalera: 20 mm

Notas Generales

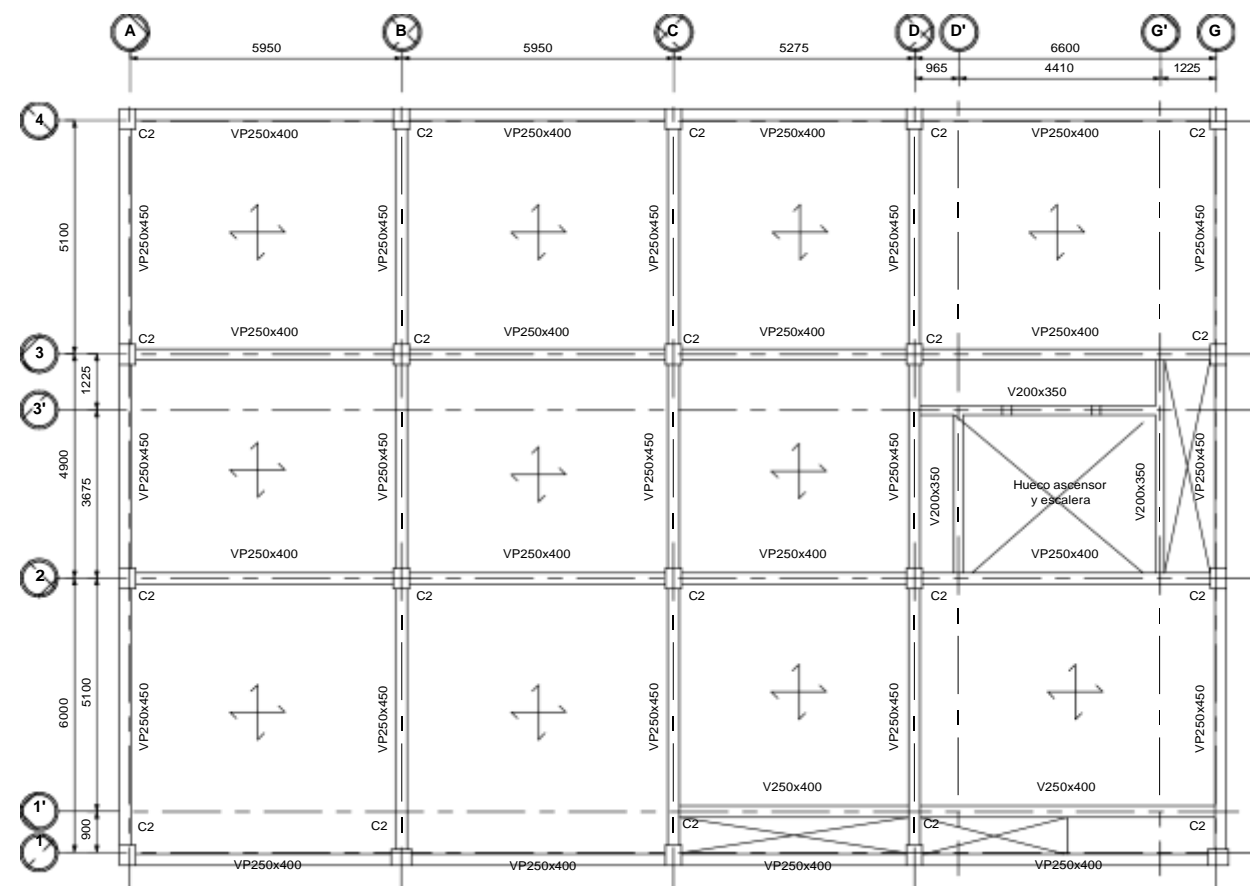
- Debe tomarse cilindros en obra para controlar la calidad del hormigón.
- Todas las medidas están en milímetros (mm). Las cotas en metros (m).
- Las medidas indicadas en los planos prevalecen sobre la escala de dibujo.
- Las longitudes, medidas y cotas deberán ser verificadas por el constructor.
- Todos los estribos de las vigas empiezan a 50 mm de la cara de las columnas.
- Bajo ningún concepto los elementos estructurales tales como vigas y columnas serán atresados por tubos o paquetes de tubos de cualquier tipo de instalaciones.
- Antes de proceder con la construcción se deberá correlacionar los planos estructurales con los arquitectónicos.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM

CONTENIDO: Detallamiento de vigas del 2do Piso

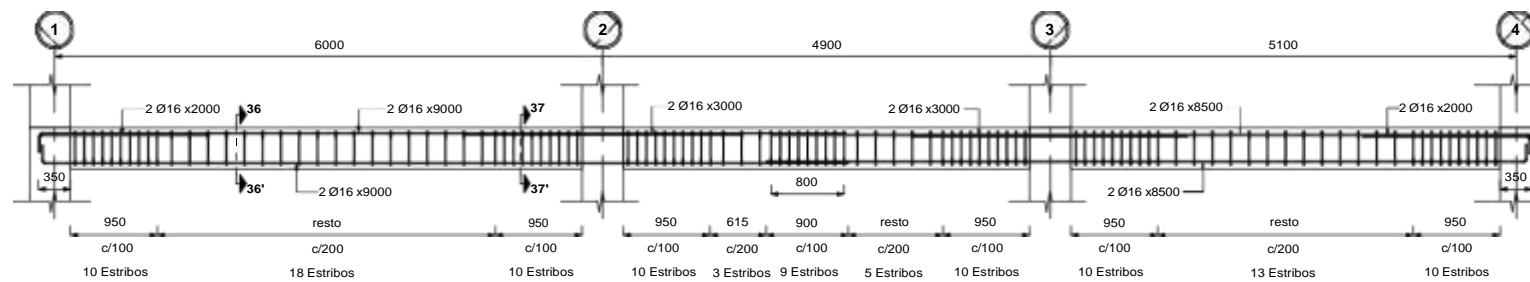
Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Daza -Arq. Eunice Lindao	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormazá	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas			Lámina: 1/5 Escala: Como se indica



3er Piso N.+12.06 y 4to piso N.+15.84

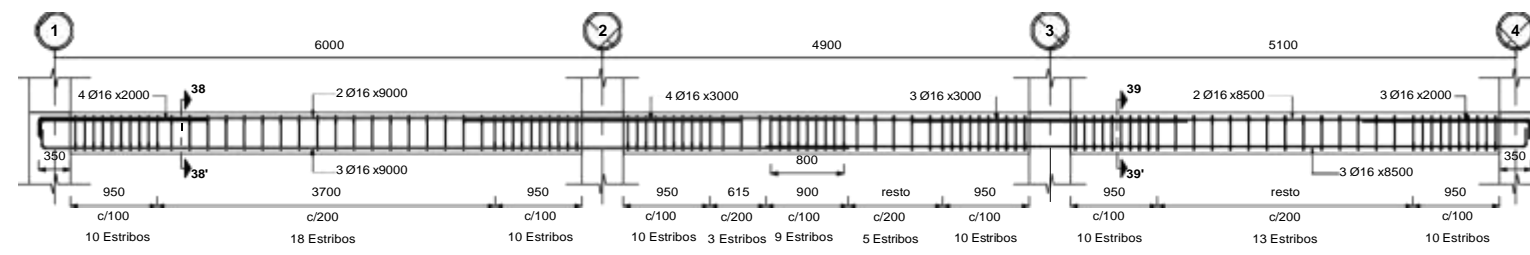
1 : 100

VIGAS EJE Y



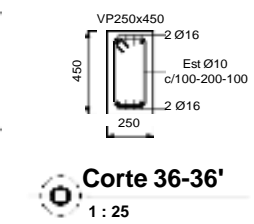
EJE A y G

1 : 50



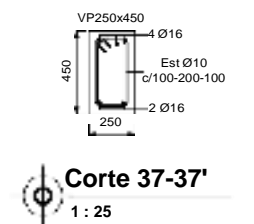
EJES B, C y D.

1 : 50



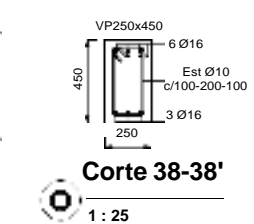
Corte 36-36'

1 : 25



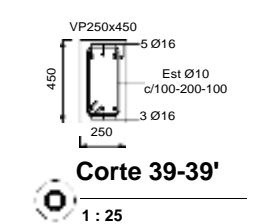
Corte 37-37'

1 : 25



Corte 38-38'

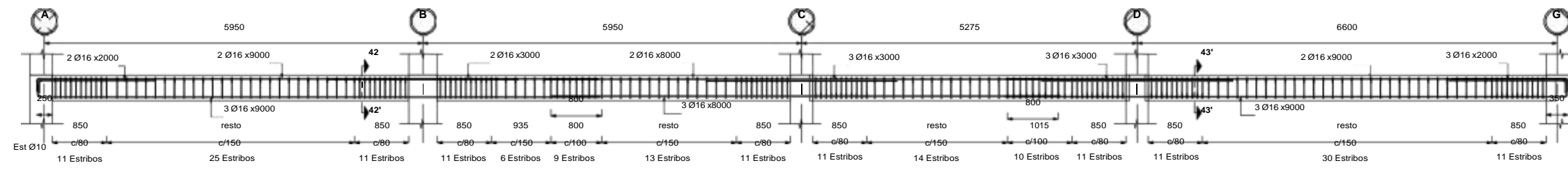
1 : 25



Corte 39-39'

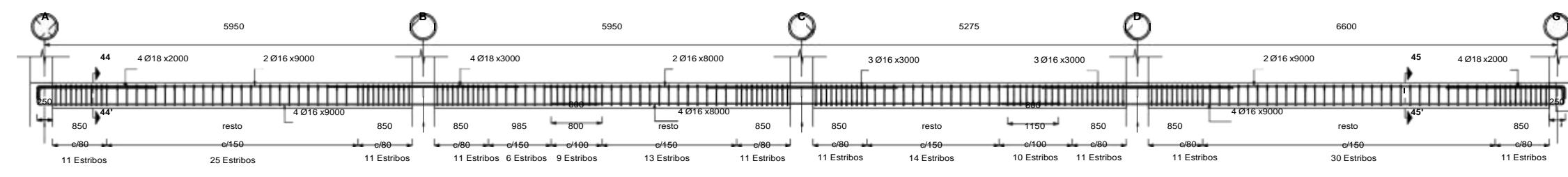
1 : 25

VIGAS EJE X



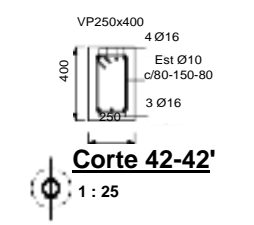
EJES 1 y 4.

1 : 50



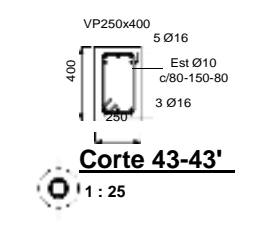
EJES 2 y 3.

1 : 50



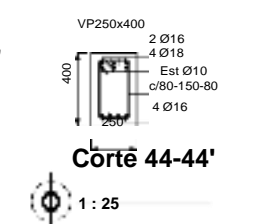
Corte 42-42'

1 : 25



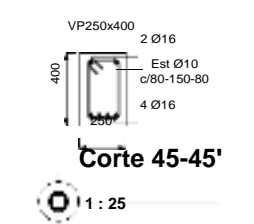
Corte 43-43'

1 : 25



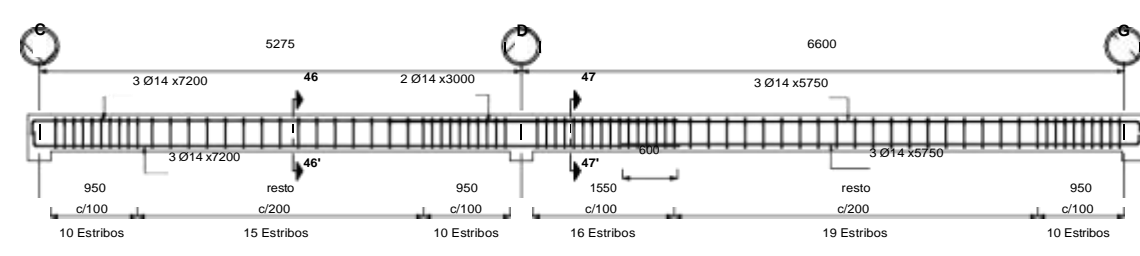
Corte 44-44'

1 : 25



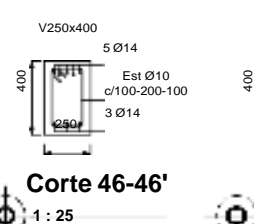
Corte 45-45'

1 : 25



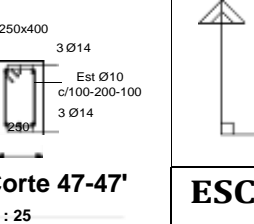
EJE 1'.

1 : 50



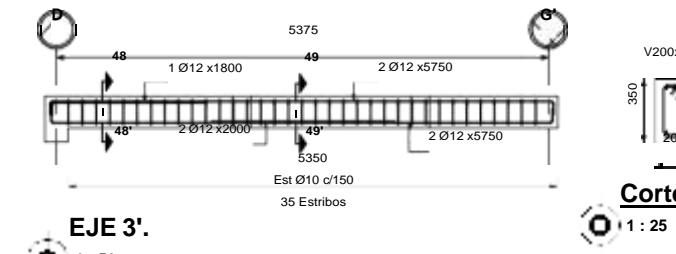
Corte 46-46'

1 : 25



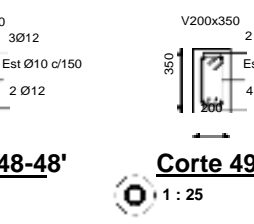
Corte 47-47'

1 : 25



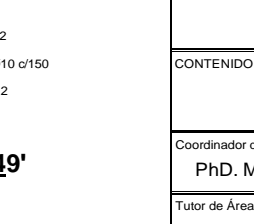
EJE 3'.

1 : 50



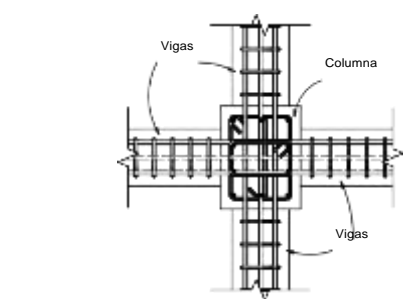
Corte 48-48'

1 : 25



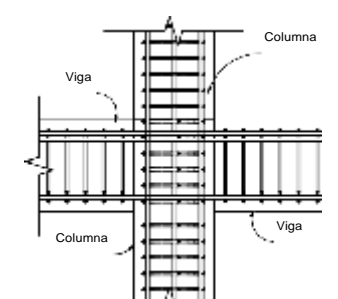
Corte 49-49'

1 : 25



Conexión Columna-Viga en Planta.

1 : 20



Conexión Columna-Viga en Alzado.

1 : 20

Detalles de traslapes

Ø	L min (mm)
10	400
12	500
14	550
16	650
18	750
20	800
22	900
25	1000
28	1150

No se permitirá traslapes en las conexiones columna-viga, ni en las zonas dentro de una distancia 2h a partir de la cara de la columna.

Detalles de Ganchos y Longitudes de desarrollo

Ø	dh (mm)	Ld min (mm)	Ldh min (mm)
10	60	150	150
12	70	175	175
14	85	200	200
16	100	235	235
18	110	265	265
20	120	300	300
22	130	320	320
25	150	365	365
28	170	410	410

Detalles de elementos de confinamiento

Ø	dh (mm)	Ld (mm)
8	35	75
10	40	75
12	45	75

Especificaciones técnicas

Terreno: Capacidad portante del suelo: $q_u = 21 \text{ Tm}^2$
 Clasificación del perfil del suelo: Tipo D

Resistencia del Concreto:
 Replanteo y Ríostros: $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Cimentación: $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 Resto de la estructura: $f_{ck} = 280 \text{ kg/cm}^2$
 Contrapiso: $f_{ck} = 180 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:
 Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento libre al estribo:
 Cimentación: 50 mm
 Ríostros, Vigas y Columnas: 40 mm
 Losas y Escaleras: 20 mm

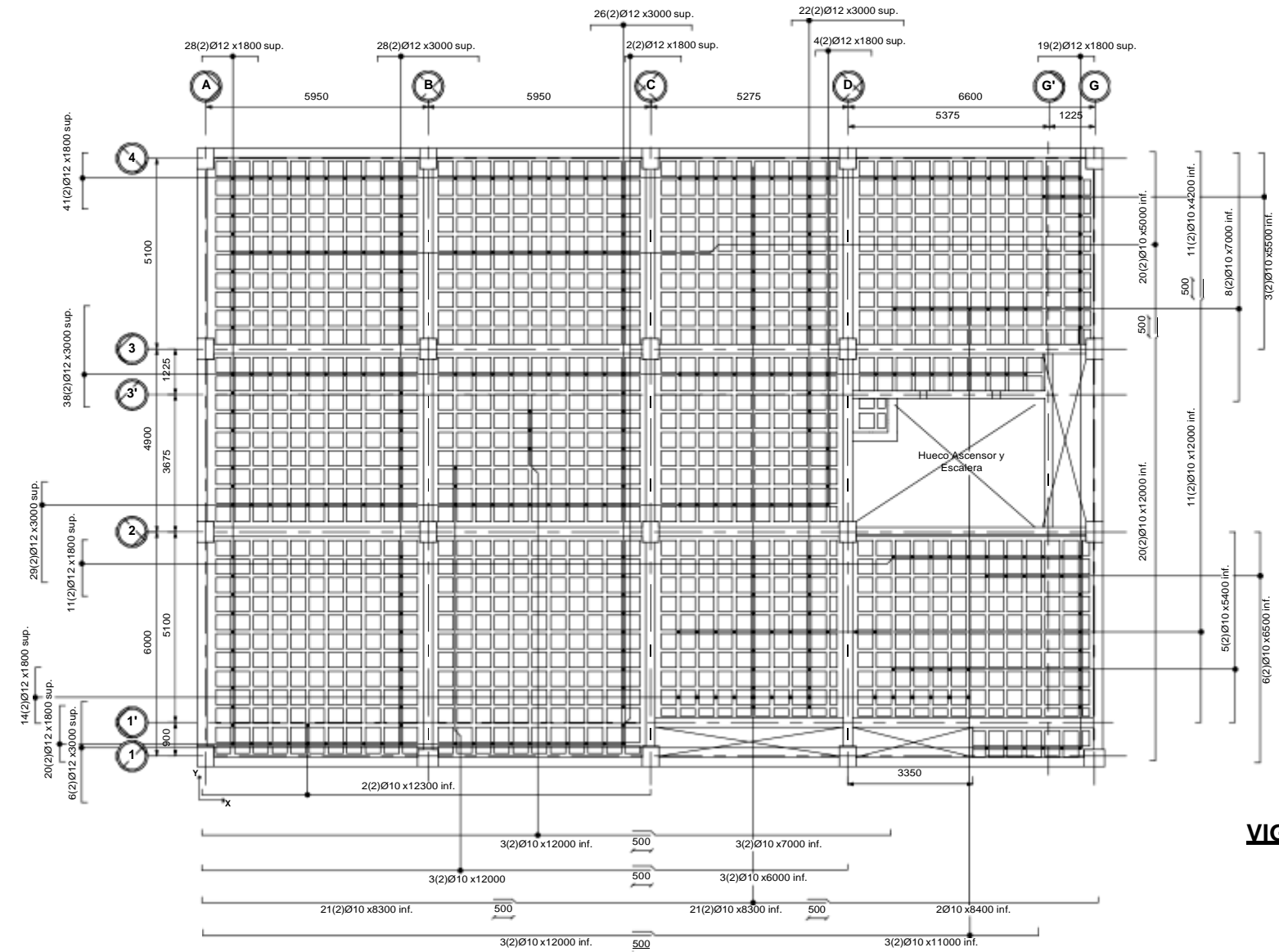
- Notas Generales**
- Debe tomarse cilindros en obra para controlar la calidad del hormigón.
 - Todas las medidas están en milímetros (mm). Las cotas en metros (m).
 - Las medidas indicadas en los planos prevalecen sobre la escala de dibujo.
 - Las longitudes, medidas y cotas deberán ser verificadas por el constructor.
 - Todos los estribos de las vigas empiezan a 50 mm de la cara de las columnas.
 - Bajo ningún concepto los elementos estructurales tales como vigas y columnas serán atravesados por tubos o paquetes de tubos de cualquier tipo de instalaciones.
 - Antes de proceder con la construcción se deberá correlacionar los planos estructurales con los arquitectónicos.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA

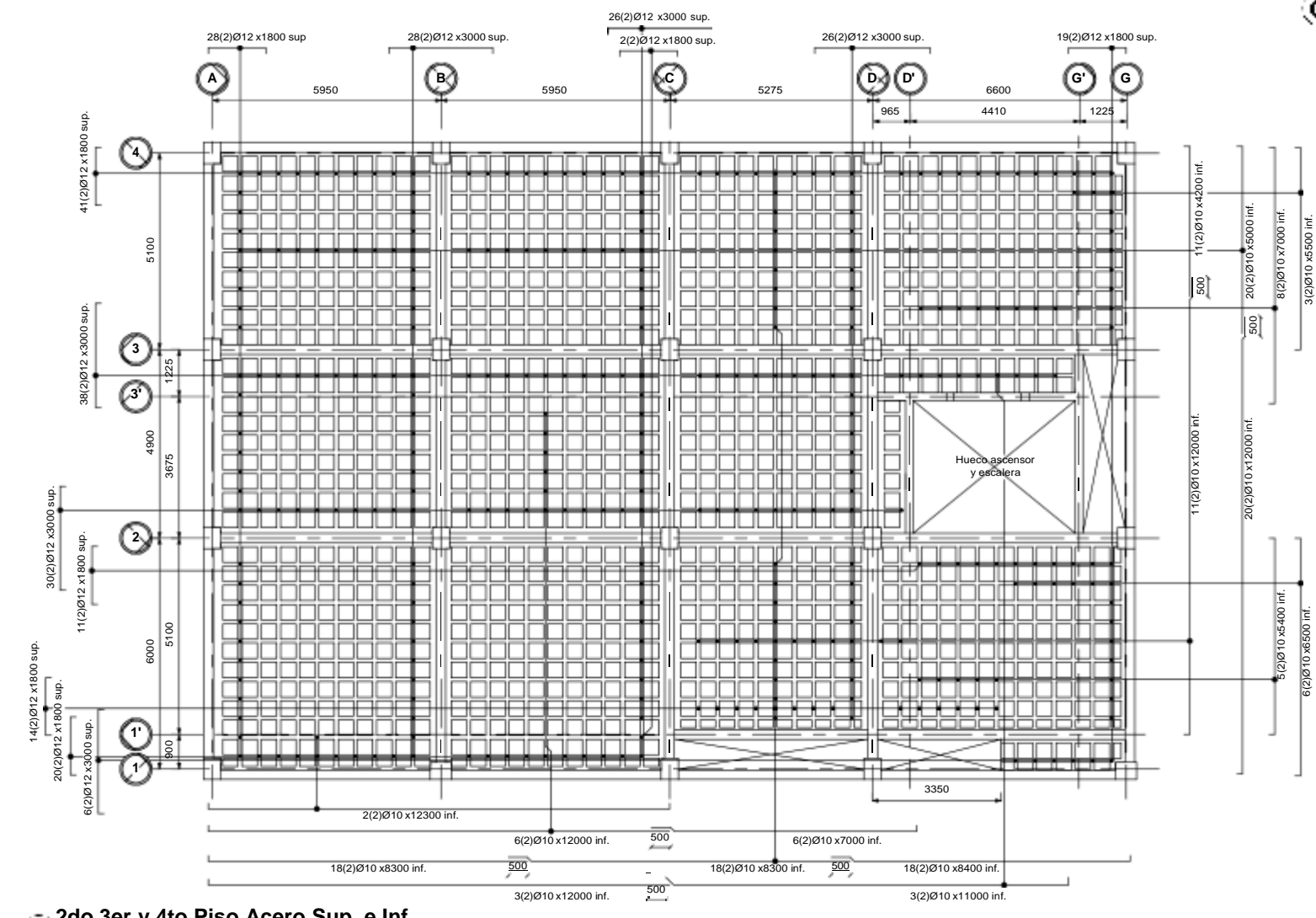
PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM

CONTENIDO: Detallamiento de vigas del 3er y 4to Piso

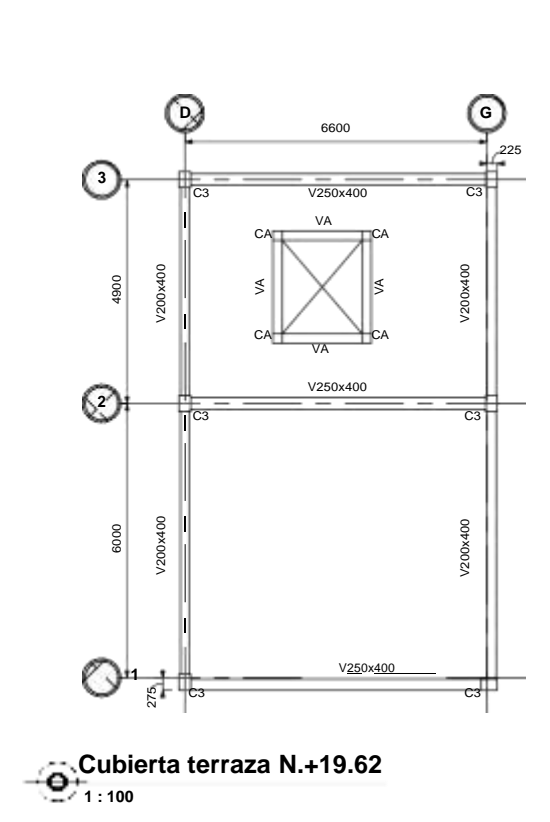
Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Daza -Arq. Eunice Lindao	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormazá	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas			Lamina: 5/7 Escala: Como se indica



1er Piso Acero Sup. e Inf.
1 : 100

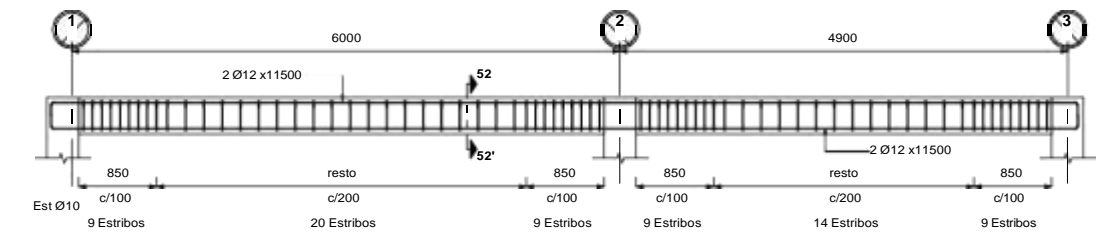


2do, 3er y 4to Piso Acero Sup. e Inf.
1 : 100

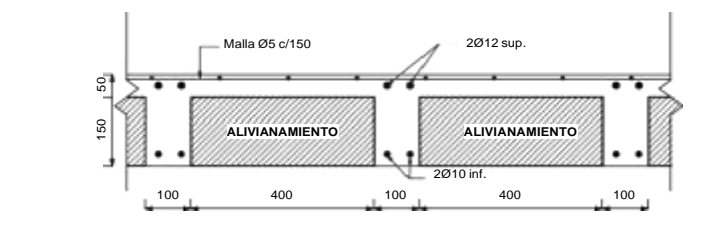


Cubierta terraza N.+19.62
1 : 100

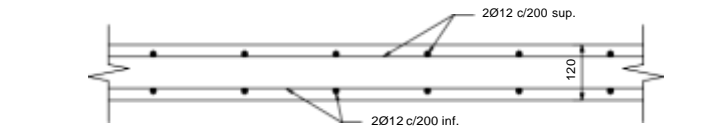
VIGAS EJE Y



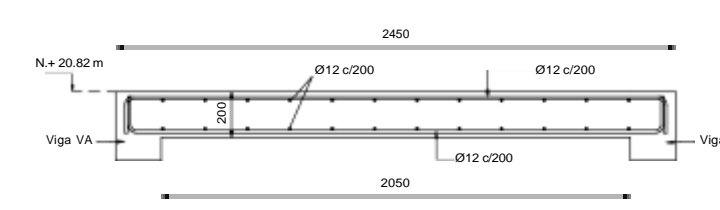
EJE Y D y E
1 : 50



CORTE TÍPICO DE LOSA ALIGERADA
1 : 10

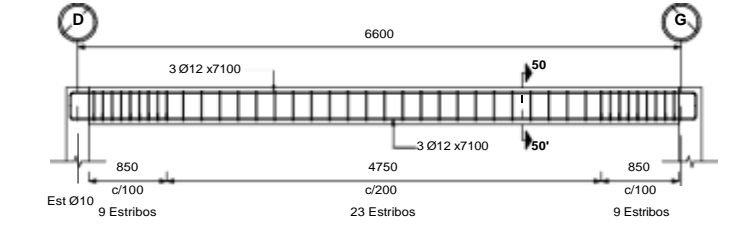


CORTE TÍPICO DE LOSA MACIZA
1 : 10

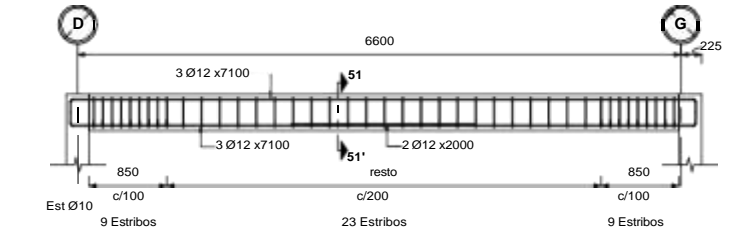


CORTE TAPA DE ASCENSOR
1 : 20

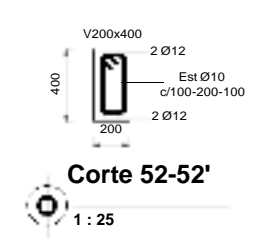
VIGAS EJE X



EJE 1 y 3
1 : 50



EJE 2
1 : 50



Corte 52-52'
1 : 25

Corte VA.
1 : 25

Detalles de traslapes

Ø	L min (mm)
10	400
12	500
14	550
16	650
18	750
20	800
22	900
25	1000
28	1150

No se permitirá traslapes en las conexiones columna-viga, ni en las zonas dentro de una distancia 2h a partir de la cara de la columna.

Detalles de Ganchos y Longitudes de desarrollo

Ø	dh (mm)	Ld min (mm)	Ldh min (mm)
10	60	120	150
12	70	150	175
14	85	170	200
16	100	200	235
18	110	220	265
20	120	240	300
22	130	270	320
25	150	300	365
28	170	340	410

Detalles de elementos de confinamiento

Ø	dh (mm)	Ld (mm)
8	35	75
10	40	75
12	45	75

Especificaciones técnicas

Terreno:
Capacidad portante del suelo: $q_{ult} = 21 \text{ T/m}^2$
Clasificación del perfil del suelo: Tipo D

Resistencia del Concreto
Repartido y Riostras: $f_{cc} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Cimentación: $f_{cc} = 350 \text{ kg/cm}^2$
Resto de la estructura: $f_{cc} = 280 \text{ kg/cm}^2$
Contrapeso: $f_{cc} = 180 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:
Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Recubrimiento libre al estribo:
Cimentación: 50 mm
Riostras, Vigas y Columnas: 40 mm
Losas y Escalera: 20 mm

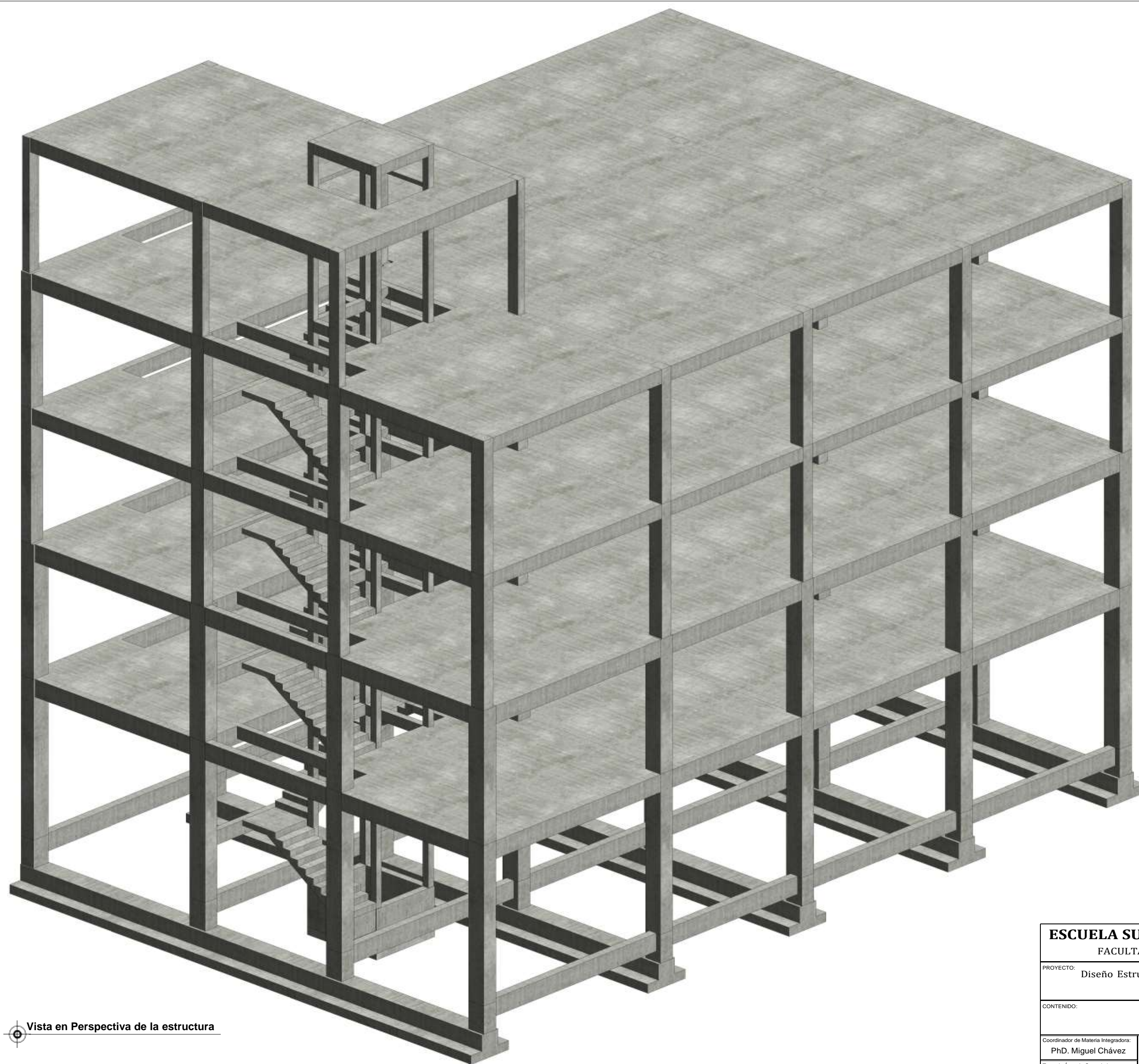
- Notas Generales
- Debe tomarse cilindros en obra para controlar la calidad del hormigón.
 - Todas las medidas están en milímetros (mm). Las cotas en metros (m).
 - Las medidas indicadas en los planos prevalecen sobre la escala de dibujo.
 - Las longitudes, medidas y cotas deberán ser verificadas por el constructor
 - Todos los estribos de las vigas empiezan a 50 mm de la cara de las columnas.
 - Bajo ningún concepto los elementos estructurales tales como vigas y columnas serán atresados por tubos o paquetes de tubos de cualquier tipo de instalaciones
 - Antes de proceder con la construcción se deberá correlacionar los planos estructurales con los arquitectónicos

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM

CONTENIDO: Detallamiento de losas y vigas de la cubierta de la terraza

Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Pardo	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormazá	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas			Lámina: 6/7 Escala: Como se indica



Vista en Perspectiva de la estructura

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: Diseño Estructural de una edificación de 4 pisos ubicada en Manta, implementando la metodología BIM			
CONTENIDO: Vista en Perspectiva de la estructura			
Coordinador de Materia Integradora: PhD. Miguel Chávez	Tutores de Conocimientos Específicos: -Msc. Danilo Dávila -Msc. Pablo Daza -Arq. Eunice Lindao	Estudiantes: -Yariel Tinoco -Jordan Ormaza	Fecha de emisión: 17 de Agosto, 2021
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Pedro Rojas		Lámina: 7/7	Escala: